

16. 남고양IC2교

- 16.1 시설물 개요
- 16.2 자료수집 및 분석
- 16.3 현장조사
- 16.4 콘크리트 내구성조사
- 16.5 상태평가
- 16.6 종합평가 및 안전등급 지정
- 16.7 보수·보강 및 유지관리 방안
- 16.8 종합결론

16. 남고양IC2교

16.1 시설물의 개요

본 시설물은 경기도 고양시 덕양구 대덕로 426 (현천동)에 위치한 교량으로 총 연장 498.9m, 폭 11.0m로 시공되어 있다.

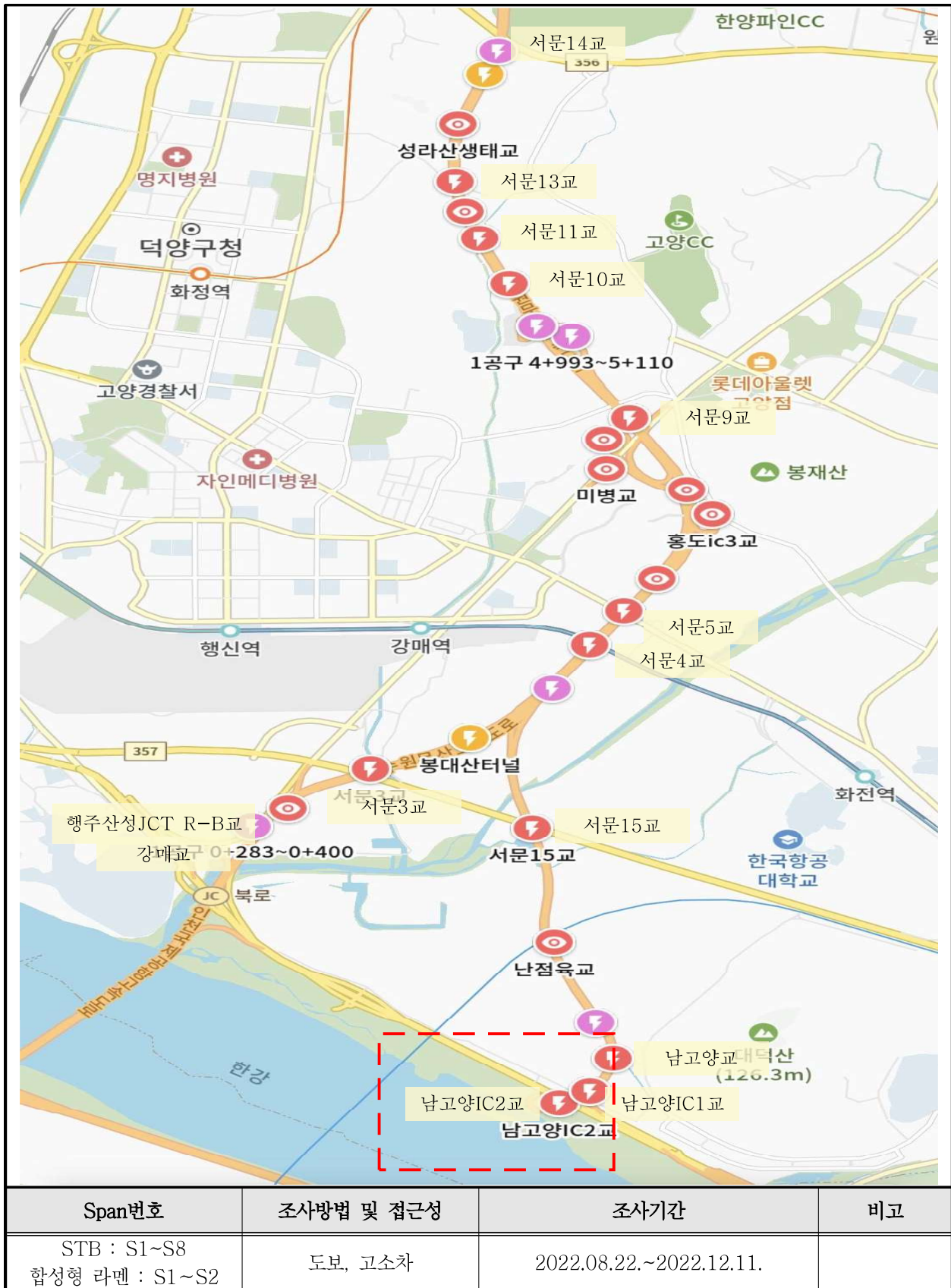
16.1.1 일반사항

【표 16.1.1】 남고양IC2교 일반사항

구 분		내 용	구 분	내 용	
시설물번호		BR2020-0000237	관리번호	-	
시설물위치		경기도 고양시 덕양구 대덕로 426 (현천동)	준공년월일	2020. 11. 06	
시점이정		-	노 선 명	고속국도 17호선	
제원	연장	L=498.9m (44.828+60+82+60+42.5+2@55+42.5+27.313+29.722≒498.9m)			
	폭	B=11.0m, 2차로			
구조 형식	상부	Steel Box, 합성형라멘	기초 형식	교 대	강관말뚝기초
	하부	교대: 역T형, 교각: T형		교 각	현장타설말뚝
교량받침		면진받침	신축이음	강평거쥔인트	
교차시설물		-	통과높이	-	
부착시설내용		-	설계하중	DB-24/DL-24	
시 공 자		지에스건설(주)	설 계 자	(주)다산건설턴트	
감 리 자		(주)동일기술공사	관리주체	서울문산고속도로주식회사	

	
측면 전경	상부 전경

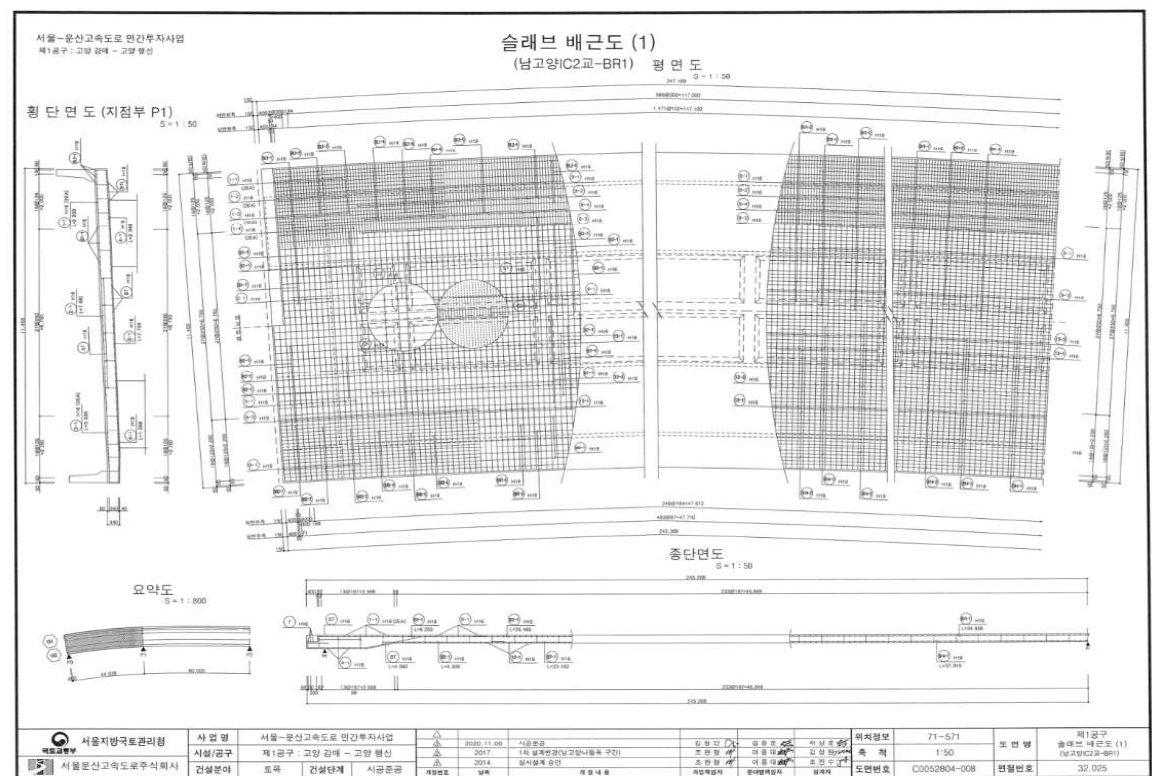
16.1.2 위치도 및 전경사진



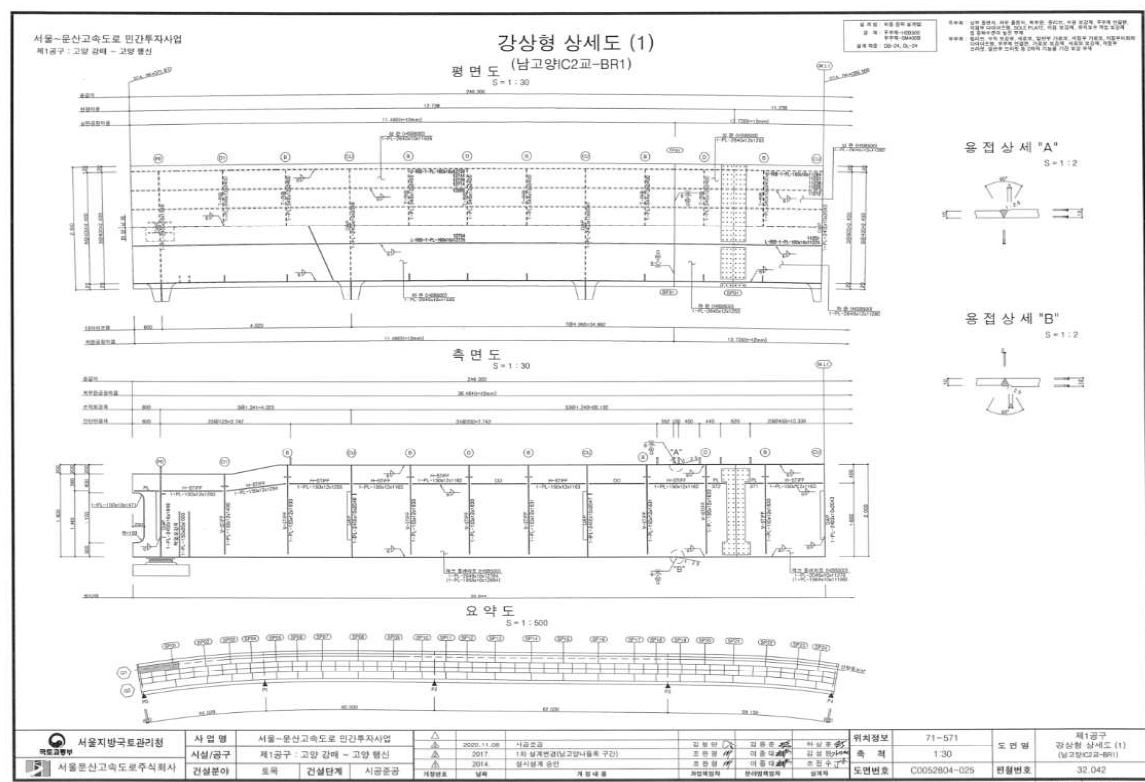
【그림 16.1.1】 위치도

교면포장 전경	신축이음 전경
거더 전경	바닥판하면 전경
교대 전경	교각 전경

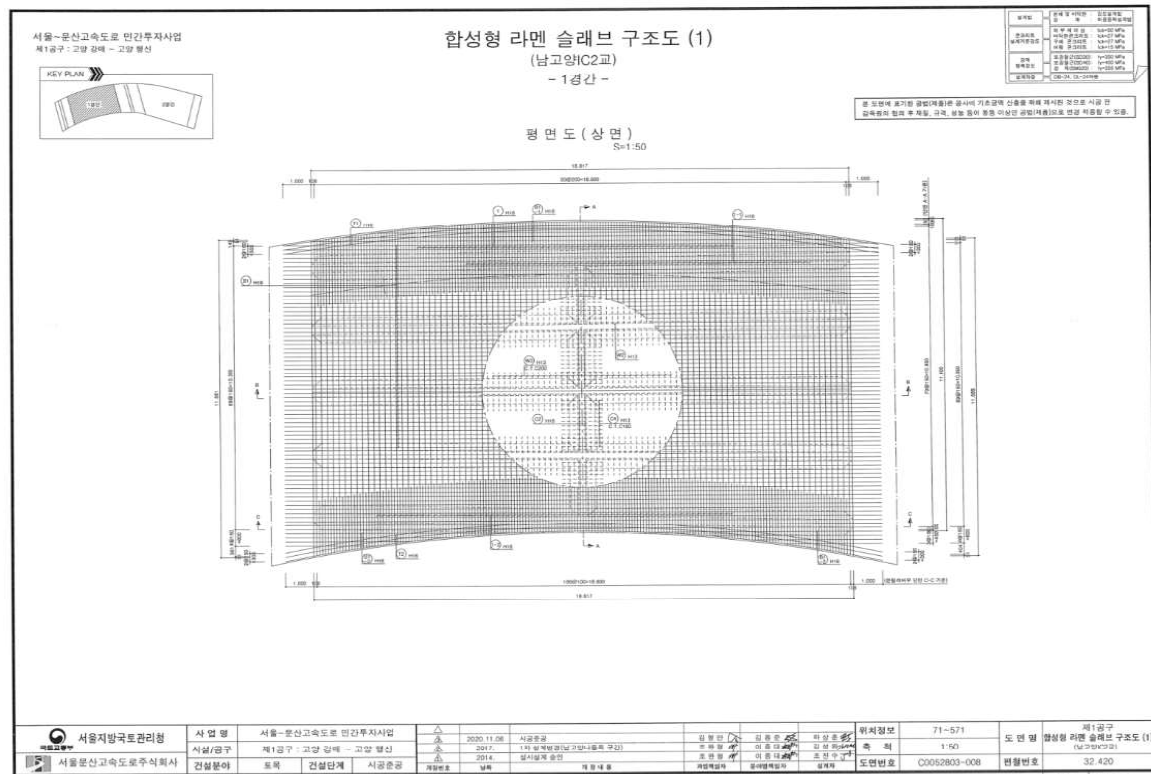
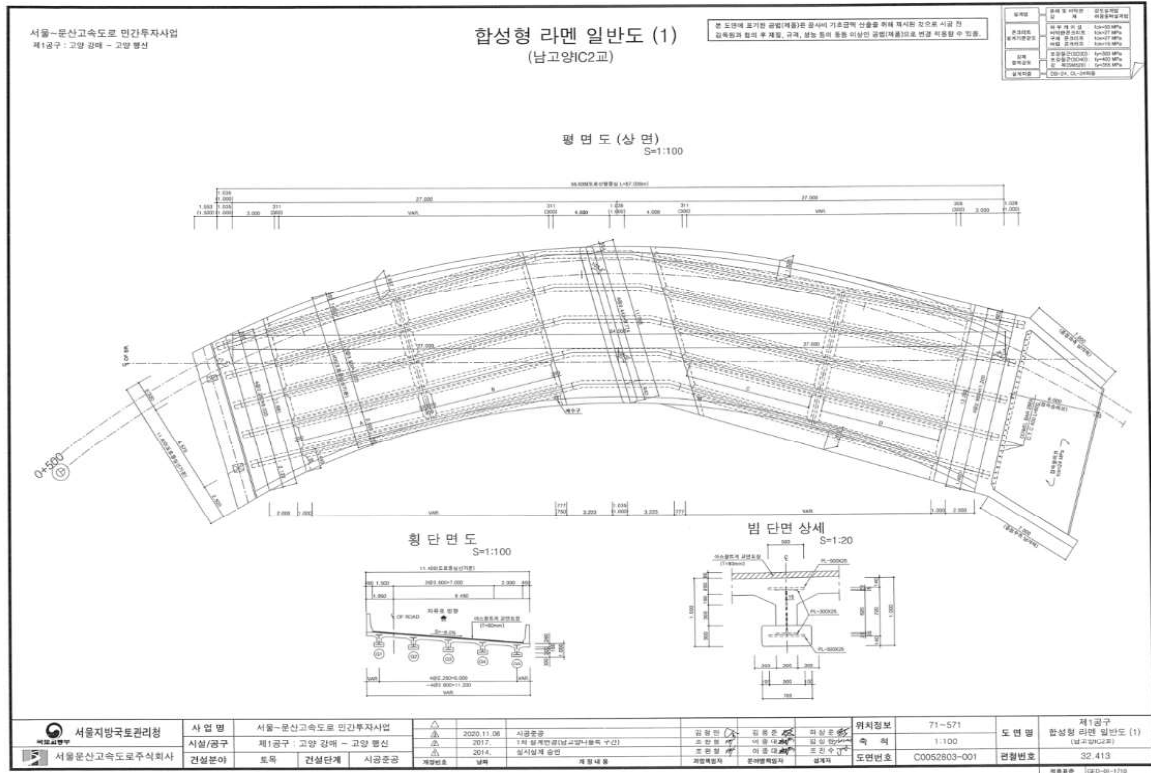
【그림 16.1.2】 부재별 현황



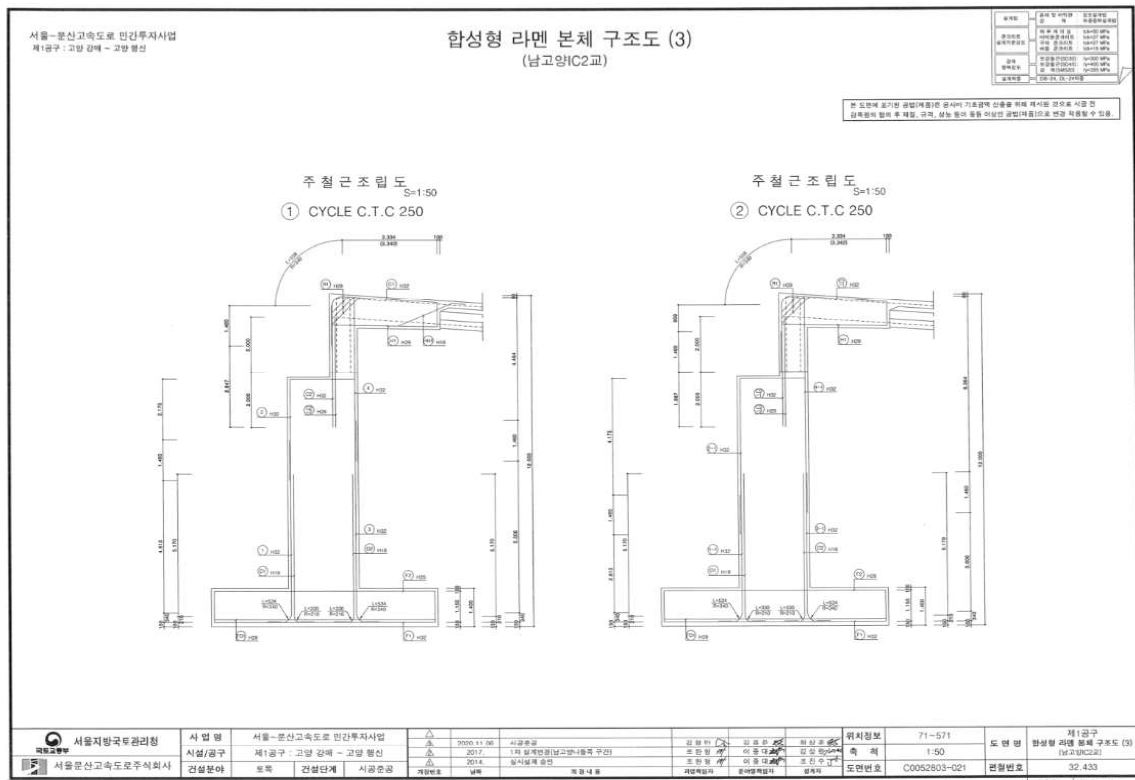
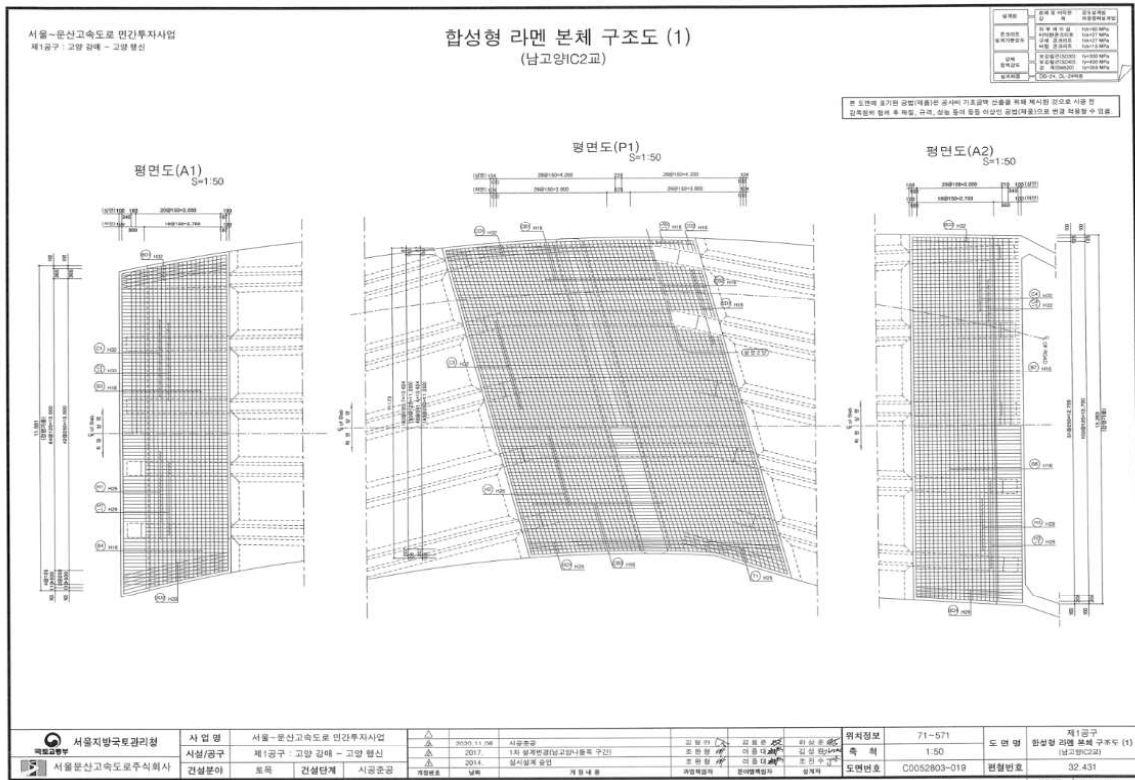
【그림 16.1.4】 바닥판하면 일반도 및 구조도



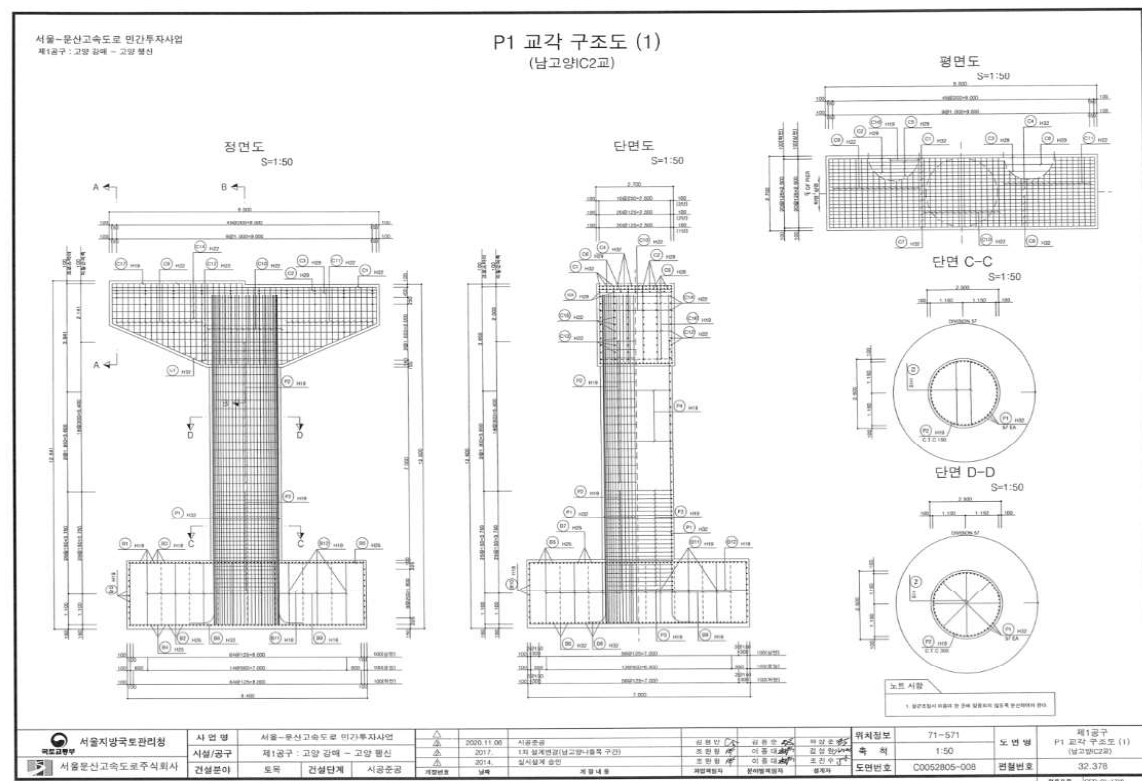
【그림 16.1.5】 강상형 일반도 및 상세도



【그림 16.1.6】 합성형 라멘 바닥판하면 일반도 및 구조도



【그림 16.1.7】 합성형 라멘 교대 일반도 및 구조도



【그림 16.1.8】 교각 일반도 및 구조도



남고양IC2교- 12

제4편 성과분석 및 설계지반정수

2.6.2 수리 지반특성 분석

계	요
•	문헌 및 기존사료에 의한 투수계수의 범위를 분석하고, 현장시험을 통한 투수계수 산정

○ 문헌자료

구	분	투수계수(cm/s)	토	질	투수계수(cm/s)	일반의 상태	특	정	투수계수(cm/s)
GW		1.0×10^{-2} 이하	SC		$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-6}$	균일 간격이 매우 좁은 상태	높은 투수성	일반	$1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^2$
GP		1.0×10^{-2} 이하	ML		$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-3}$				
GM		$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-3}$	CL		$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-6}$	균일 간격이 보통인 상태	보통 투수성	일반	$1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-2}$
GC		$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-6}$	OL		$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-4}$				
SW		1.0×10^{-2} 이하	MH		$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-4}$	균일 간격이 매우 넓은 상태	약간 투수성	일반	$1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-5}$
SP		1.0×10^{-2} 이하	CH		$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-6}$				
SM		$1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	OH		$1.0 \times 10^{-6} \sim 1.0 \times 10^{-4}$	균일 간격이 있음	물투수성	일반	1.0×10^{-8} 이상

○ 현장시험에 의한 투수계수(cm/s) 산정 결과

구	분	분류	시험결과	지	정
배	터	배	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	—	5.4×10^{-4}
		전	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-6}$	—	1.2×10^{-2}
		도	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	—	6.6×10^{-4}
외	곽	모	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	—	6.6×10^{-4}
		래	1.0×10^{-2} 이하	—	5.9×10^{-3}
		자	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	$1.96 \times 10^{-4} \sim 3.08 \times 10^{-4}$	2.4×10^{-4}
중	화	도	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	4.53×10^{-5}	4.5×10^{-6}
		로	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	$3.06 \times 10^{-4} \sim 4.76 \times 10^{-4}$	3.9×10^{-6}
		아	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	$1.28 \times 10^{-4} \sim 2.49 \times 10^{-4}$	1.9×10^{-6}
경	암	I	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-3}$	—	5.0×10^{-7}
		II	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-3}$	—	5.4×10^{-6}
		III	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-3}$	$1.28 \times 10^{-4} \sim 2.49 \times 10^{-4}$	1.9×10^{-6}
IV	등급	I	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	$3.06 \times 10^{-4} \sim 4.76 \times 10^{-4}$	3.9×10^{-6}
		II	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	—	6.4×10^{-3}
		V	$1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	—	6.4×10^{-3}

89

서울문산고속도로주식회사

SM 서울~문산고속도로 민간투자사업

2.7 설계지반정수 요약

2.7.1 토사 및 기반암의 설계지반정수

구	분	단	위	중	심	단	위	중	심	단	위	중	심
		(kN/m ²)	(kPa)	(°)	(MPa)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)
배	터	18.0	15.0	28.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		20.0	0.0	35.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
배	터	19.0	0.0	35.0	11.0	0.33	5.4	10^{-4}	—	—	—	—	—
		17.0	15.0	0.0	6.0	0.50	1.2	10^{-2}	—	—	—	—	—
외	곽	18.0	0.0	30.0	10.0	0.35	6.6	10^{-4}	—	—	—	—	—
		19.0	0.0	35.0	14.0	0.32	5.9	10^{-3}	—	—	—	—	—
중	화	17.5	22.0	28.0	45.0	0.33	2.4	10^{-4}	—	—	—	—	—
		20.0	30.0	31.0	150.0	0.30	4.5	10^{-5}	—	—	—	—	—

2.7.2 파일구간 암반등급별 설계지반정수

구	분	단	위	중	심	단	위	중	심	단	위	중	심
		(kN/m ²)	(kPa)	(°)	(MPa)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)
I	등급	27.0	4,200	44	18,000	0.21	5.0	10^{-2}	—	—	—	—	—
		28.0	3,500	41	13,000	0.22	5.4	10^{-6}	—	—	—	—	—
II	등급	25.0	2,000	37	4,000	0.24	1.9	10^{-6}	—	—	—	—	—
		24.0	800	34	1,000	0.25	3.9	10^{-6}	—	—	—	—	—
V	등급	23.0	400	33	500	0.26	6.4	10^{-5}	—	—	—	—	—

2.7.3 불연속체 설계지반정수

구	분	단	위	중	심	단	위	중	심	단	위	중	심
		(kN/m ²)	(kPa)	(°)	(MPa)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)	(v)
암	반	47.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		47.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

2.7.4 기타 설계지반정수

구	분	V _h (m/s)	V _v (m/s)	G _h (MPa)	E _h (MPa)	K _h (MPa)	v _h
배	터	488	180	62	164	161	0.33
		645	200	68	190	317	0.40
외	곽	480	170	52	140	156	0.35
		514	190	69	181	168	0.32
중	화	952	382	268	713	699	0.33
		1,144	544	562	1,539	1,262	0.30
경	암	1,834	954	2,164	5,504	3,822	0.26
		2,246	1,235	3,813	9,456	6,062	0.24

국토교통부

90

다. 구조계산서 및 내진설계

구조물 개요										
현장명	서울-문산 고속도로 안전투자시설사업		발주처	국토해양부						
교량명	남고양IC 2교 (br1)		연장	44,828 + 60,000 + 82,000 + 60,000 = 246,828 m						
교량등급	1 등급 (DB-24 및 DL-24 적용)		교량 재질	국도 사각 90,000 "						
교량형식	Steel 박스거더교		바닥판 설계							
구분	검토위치	검토방법	최소바닥판두께	사용바닥판두께	판질	안전율	비고			
최소 두께 검토	좌측 캔틸레버부	강도설계법	255.6 mm	290.0 mm	0.8 11	113.5%				
	우측 캔틸레버부	강도설계법	269.2 mm	290.0 mm	0.8 11	107.7%				
	중랑부	거더	관형직설계법	229.0 mm	290.0 mm	0.8 11	131.8%			
	가랑보	관형직설계법	229.0 mm	240.0 mm	0.8 11	109.1%				
단 면 설 계	좌측 캔틸레버부 (강도)	모멘트 검토	105.9 kN/m	143.6 kN/m	0.8 11	135.7%				
		휨결근 검토	1,431.5 mm ²	1,986.0 mm ²	0.8 11	H10E200+H10E200				
		배면결근 검토	959.1 mm ²	1,146.0 mm ²	0.8 11	H10E250				
		단부보강주철근	2,863.0 mm ²	3,972.0 mm ²	0.8 11	H10E200(2EA)+H10E200(2EA)				
	우측 캔틸레버부 (강도)	모멘트 검토	124.7 kN/m	143.6 kN/m	0.8 11	115.1%				
		휨결근 검토	1,709.4 mm ²	1,986.0 mm ²	0.8 11	H10E200+H10E200				
		배면결근 검토	1,142.6 mm ²	1,146.0 mm ²	0.8 11	H10E250				
		단부보강주철근	3,410.8 mm ²	3,972.0 mm ²	0.8 11	H10E200(2EA)+H10E200(2EA)				
	중랑부	주철근하향원근	2,285.3 mm ²	2,292.0 mm ²	0.8 11	H10E125				
		주철근상향원근	960.0 mm ²	963.0 mm ²	0.8 11	H10E400+H10E400				
중랑부	거더, 가 랑보 (경면)	주철근하향원근	720.0 mm ²	963.0 mm ²	0.8 11	H10E400+H10E400				
		배면결근하향원근	720.0 mm ²	794.4 mm ²	0.8 11	H10E250				
	단부보강주철근	배면결근상향원근	720.0 mm ²	794.4 mm ²	0.8 11	H10E250				
		단부보강주철근	960.0 mm ²	963.0 mm ²	0.8 11	H10E400+H10E400				
	내부지점부	단부보강주철근	720.0 mm ²	794.4 mm ²	0.8 11	H10E250				
		휨결근 검토	3,000.0 mm ²	4,564.0 mm ²	0.8 11	H10E125+H10E125				
구분	검토위치	검토항목	주철근 검토	0.0035 mm/mm ²	0.0040 mm/mm ²	판질	안전율	비고		
사용성검토	좌측 캔틸레버부	관형축검토	100.0 mm	609.5 mm		0.8 11	800.5%			
	우측 캔틸레버부	관형축검토	100.0 mm	436.1 mm		0.8 11	436.1%			

1. 설계 조건

1) 교량 제형

- (1) 교량 명 : 남고양IC 2교 (br1)
- (2) 교량 등급 : 1 등급 (DB-24 및 DL-24 적용)
- (3) 교량 형식 : Steel 박스거더교
- (4) 교량 연장 : 44,828 + 60,000 + 82,000 + 60,000 = 246,828 m
- (5) 교량 폭원 : B = 11,400 m
- (6) Girder 제형 : B = 2,400 m H = 2,000 ~ 3,000 m
- (7) 사각(Skew) : 90,000 "
- (8) 곡률반경(R) : 좌측 = ∞ m 중앙 = ∞ m 우측 = ∞ m
- (9) 설계 속도 : 120,000 km/h , 설계 속도(충돌하중) : 120,000 km/h
- (10) 사용재료 및 물리적 특성치

① 강재

• 사용재료

주부재	HS8500(상판, 하판, 복부판, 상부중리브, 하부중리브, 수평보강재, 지점부 다이아프램, 지점보강재, 충돌레이트)
부부재	SM400B(지점부의 다이아프램, 수직보강재, 플리브, 세로보, 일리부 가로보, 지점부 가로보)
강재 탄성계수 (E _s)	205,000.000 MPa
강재의 전단탄성계수 (G)	79,000.000 MPa

• 허용 응력 (MPa) (※ 도.설.제 3.3.2.1)

강종	SS 400	SM 400	SM 490	SM 490Y	SM 520	SM 570	HS8500	HS8600	HS8800
속력 종류	만두제 (mm)								
속방형 인장응력 휨 인장응력	40 이하	140	190	215	270				
	40 초과 75 이하			200 (215)	250 (270)		230	270	380
	75 초과 100 이하		130	175 (190)	195 (215)	250 (270)			

② 비탄성 콘크리트 (※ 도.설.제 3.9.2.7, 도.설.제 3.9.2.8, 도.설.제 4.2.3, 도.설.제 4.6.3.3)

콘크리트 설계 기준강도 (f _{ck})	27.0 MPa
콘크리트 탄성계수 (E _c)	28,893.4 MPa
전단 탄성계수 (G _c)	12,297.2 MPa
탄성계수비 (n)	7.0
비탄성 콘크리트의 강재 추가여부의 콘도치	10.000 %
비탄성 콘크리트와 강재의 선형탄성계수 (α)	0.000012
건조수축 계수 (ε _s)	0.000270
상대 습도	70.0 %
CREEP 계수 (φ _p)	φ _p = 2φ ₁ : 2

③ 비탄성 철근

철근 설계 항복강도 (f _{yk})	400.0 MPa
철근 탄성계수 (E _s)	200,000.0 MPa

2) 하중 조건

(1) 고정 하중 (※ 도.설.제 2.1.2)

- ① 활근 콘크리트 : 25,000 kN/m²
- ② 부근 콘크리트 : 23,500 kN/m²
- ③ 강재 : 78,600 kN/m²
- ④ 포장 콘크리트 : 23,000 kN/m²

(2) 활 하중 (※ 도.설.제 2.1.3)

① 설계 차선수 산정

$$N_L = 10.500 \text{ m} \times 3 = 31.500 \text{ m}$$

$$N = 10.500 / 3 = 3.500 \text{ m} < 3.600 \text{ m}$$

∴ 설계 차로폭 3.500m이다 차로폭 연속으로 재하

② 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

• DB-24 하중

- 선로하중 : P_L = 24,000 kN
- 후방하중 : P_R = 96,000 kN

• DL-24 하중

- 차로당 등분포 하중 : W_L = 12,700 kN/m
- 교량계 계산시 집중하중 : P_m = 108,000 kN
- 전단력 계산시 집중하중 : P_s = 156,000 kN

③ 방호벽 상단에 횡방향으로 10kN/m의 수평하중을 재한다.

(다만, 곡률반경을 R≤200m인 곡선부에 대해서는 ①, ② 모두에 대해 그 수평충돌력을 계산된 값의 2배로 한다)

(8) 원심 하중

• 교량의 곡선부는 모든 설계차로에 재하된 DB하중의 백분율로서 표현되는 원심하중에 의해 설계한다.

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%)$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율
V : 설계속도 (km/h)
R : 곡선반경(m)

- 곡선부 교량에서 자동차에 의한 원심하중은 위 식과 같이 충격을 포함하지 않는 활하중에 대한 백분율로 표현되는데, 이때의 활하중이란 최대하중 효과가 발생되도록 설계 차로 위에 한대씩 재하된 DB하중을 말한다.

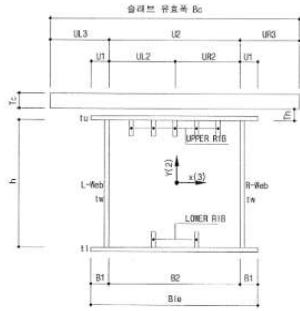
3) 설계 방법

- (1) 바닥 : 강도설계법 + 경형직설계법
- (2) Steel Box Girder : 허용응력 설계법

4) 참고 문헌

- (1) 도로교 설계기준 (2010)
- (2) 도로교 설계기준 해설 (2008)
- (3) 콘크리트 구조 설계기준 (2007)
- (4) 도로설계 권람 (2008)
- (5) 도로설계 요령 (2009)
- (6) 강구조 권람 (1996)
- (7) 강도로교 상세부 설계지침 (2006)

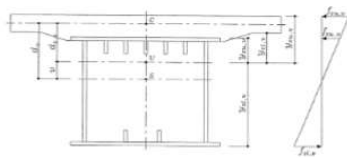
[01 : 단면 - 3] : 절점 4 로부터 이격거리 3.746 m
1) 단면가장 및 설계조건



주부재 강종: HCB500	
Bc = 5,598.3 mm	
UL3 = 1,130.0 mm	
UL3 = 2,068.3 mm	
UL1 = 120.0 mm	
UL2 = 1,200.0 mm	
UL2 = 1,200.0 mm	
상부 플랜지 유효폭	
Bue = 2,640.0 mm	
하부 플랜지 유효폭	
Ble = 2,640.0 mm	
B1 = 120.0 mm	
B2 = 2,400.0 mm	
Tc = 240.0 mm	
Th = 60.0 mm	
h = 2,000.0 mm	
θ ₁ = 0.000 °	
θ ₂ = 0.000 °	

구분	단위	입력 Data
B _c : 강재 중심계수	MPa	205,000.0
E _c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	28,693.4
ε _{sc} : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축률	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선형팽창계수	-	0.000012
φ _g : 건조수축에 의한 크리프계수	-	4.0
η : 강재 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
ΔT : 강재 콘크리트의 온도차	°C	10.0
M _g : 합성단면 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	7,660.690
M _{sc} : 합성단면 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,773.210
M _{sw} : 풍하중에 의한 모멘트	kN·m	69.100
M _g : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	6,651.980
V _g : 합성단면 고정하중에 의한 전단력	kN	93.768
V _{sc} : 합성단면 고정하중에 의한 전단력	kN	38.478
V _{sw} : 풍하중에 의한 전단력	kN	4.175
V _g : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	382.140
M _g : 합성단면 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-7.828
M _{sc} : 합성단면 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	36.476
M _{sw} : 풍하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	7.892
M _g : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	337.206

< 참고 > 합성단면 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중
합성단면 고정하중 : 난간 및 방호벽자중 + PAVEMENT 자중



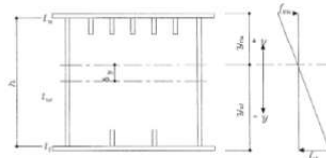
(2) 합성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적
 $A_{cst} = A_{c1} \cdot f \cdot n = 1,343,584.8 / 7.0 = 191,940.7 \text{ mm}^2$
- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트
 $I_{cst} = I_{c1} \cdot f \cdot n = 6,449,207,040.0 / 7.0 = 9.213E+08 \text{ mm}^4$
- 합성 단면적
 $A_s = A_s + A_{cst} = 121,280.0 + 191,940.7 = 313,220.7 \text{ mm}^2$
- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리
 $d_{cs} = y_{cs} - l_{cs} + T_b + T_s/2 = 953.7 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,111.7 \text{ mm}$
- 강재 단면의 도심속 이동량
 $v = A_{cst} \times d_{cs} / A_s = 191,940.7 \times 1,111.7 / 313,220.7 = 681.3 \text{ mm}$
- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리
 $d_{cs} = d_{cs} - v = 1,111.7 - 681.3 = 430.5 \text{ mm}$
- 합성단면의 단면2차 모멘트
 $I_s = I_s + A_{cst} \cdot d_{cs}^2 + A_{cst} \cdot d_{cs}^2 = 92,250,780,157.7 + 121,280.0 \times 681.3^2 + 191,940.7 \times 430.5^2 = 1.850E+11 \text{ mm}^4$
- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리
 $y_{cs,s} = y_{cs} - v = 953.7 - 681.3 = 272.5 \text{ mm}$
 $y_{cs,b} = y_{cs} + v = -1,070.3 - 681.3 = -1,751.5 \text{ mm}$
- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리
 $y_{cs,s} = d_{cs} + T_s/2 = 430.5 + 240.0 / 2 = 550.5 \text{ mm}$
 $y_{cs,b} = y_{cs,s} - T_s = 550.5 - 240.0 = 310.5 \text{ mm}$
- 응력 검토
 $f_{cs,s} = M_{cs} \cdot y_{cs,s} / I_s = 2,773.210 \times 272.5 / 185,029,330,938.2 = 4.084 \text{ MPa}$
 $f_{cs,b} = M_{cs} \cdot y_{cs,b} / I_s = 2,773.210 \times -1,751.5 / 185,029,330,938.2 = -26.252 \text{ MPa}$
 $f_{cs,s} = M_{cs} \cdot y_{cs,s} / (I_{cs} \cdot n) = 2,773.210 \times 550.5 / (185,029,330,938.2 \times 7.0) = 1.179 \text{ MPa}$
 $f_{cs,b} = M_{cs} \cdot y_{cs,b} / (I_{cs} \cdot n) = 2,773.210 \times 310.5 / (185,029,330,938.2 \times 7.0) = 0.665 \text{ MPa}$
- 전단력 검토
 $F_v = V_{cs} / A_{cs} + M_{cs} / (2 \cdot F_v \cdot l_{cs}) = 38.478 / 40,000.0 + 7.828 / (2 \times 4,890,230.0 \times 10.0) = 1.335 \text{ MPa}$

X(3) 축 방향 단면 제본

구분	구분	A _c (mm ²)	I _c (mm ⁴)	A _s ·I _c (mm ⁶)	A _s ·I _c (mm ⁶)	I _{cs} (mm ⁴)
UPPER FL	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,006.0	3.187E+07	3.205E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 160.0 × 16.0	12,800.0	920.0	1.178E+07	1.083E+10	2.731E+07
L - WEB	1 - 2,000.0 × 10.0	20,000.0	-	-	-	6.667E+09
R - WEB	1 - 2,000.0 × 10.0	20,000.0	-	-	-	6.667E+09
LOWER RIB	2 - 160.0 × 16.0	5,120.0	-920.0	-4.710E+06	4.334E+09	1.082E+07
LOWER FL	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-1,006.0	-3.187E+07	3.205E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		121,280.0	-	7.066E+06	7.929E+10	1.337E+10
RC SLAB	1 - 5,598.3 × 240.0	1,343,584.8	1,170.0	1.572E+09	1.839E+12	6.449E+09
SLAB 단면 합계		1,343,584.8	-	1.572E+09	1.839E+12	6.449E+09

2) 응력 검토



(1) 합성 전

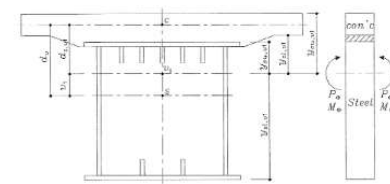
- 도심속 이동량
 $\delta_y = \sum A_i \cdot y_i / \sum A_i = 7,065,000.0 / 121,280.0 = 58.259 \text{ mm}$
- 도심속에서 상·하부 플랜지 연단거리
 $y_{cs} = h/2 + l_{cs} - \delta_y = 2,000.0 / 2 + 12.0 - 58.259 = 953.741 \text{ mm}$
 $y_{cb} = -(h/2 + l_{cs} + \delta_y) = -(2,000.0 / 2 + 12.0 + 58.259) = -1,070.259 \text{ mm}$
- 강재의 단면2차 모멘트
 $I_s = \sum I_i + \sum A_i \cdot y_i^2 - A_s \cdot \delta_y^2 = 13,372,322,989.7 + 79,290,088,960.0 - 121,280.0 \times 58.259^2 = 9.225E+10 \text{ mm}^4$
- 플랜지 응력 검토
 $f_{cs,s} = M_{cs} \cdot y_{cs,s} / I_s = 7,660.690 \times 953.7 / 92,250,780,157.7 = 78.169 \text{ MPa}$
 $f_{cs,b} = M_{cs} \cdot y_{cs,b} / I_s = 7,660.690 \times -1,070.3 / 92,250,780,157.7 = -87.719 \text{ MPa}$
- 부재의 전단응력 검토
 $F = V_{cs} / A_{cs} + M_{cs} / (2 \cdot F_v \cdot l_{cs}) = 38.478 / 40,000.0 + 7.828 / (2 \times 4,848,920.0 \times 10.0) = 2.425 \text{ MPa}$

(3) 활 하중

- 응력 검토
 $f_{cs,s} = M_{cs} \cdot y_{cs,s} / I_s = 6,651.980 \times 272.5 / 185,029,330,938.2 = 9.796 \text{ MPa}$
 $f_{cs,b} = M_{cs} \cdot y_{cs,b} / I_s = 6,651.980 \times -1,751.5 / 185,029,330,938.2 = -62.969 \text{ MPa}$
 $f_{cs,s} = M_{cs} \cdot y_{cs,s} / (I_{cs} \cdot n) = 6,651.980 \times 550.5 / (185,029,330,938.2 \times 7.0) = 2.827 \text{ MPa}$
 $f_{cs,b} = M_{cs} \cdot y_{cs,b} / (I_{cs} \cdot n) = 6,651.980 \times 310.5 / (185,029,330,938.2 \times 7.0) = 1.595 \text{ MPa}$
- 전단력 검토
 $u = V_{cs} / A_{cs} + M_{cs} / (2 \cdot F_v \cdot l_{cs}) = 38.478 / 40,000.0 + 7.828 / (2 \times 4,890,230.0 \times 10.0) = 13.001 \text{ MPa}$

(4) 풍 하중 [활하중 비제하시의 풍하중에 의한 등력값으로 활하중 제하시에는 계산된 값의 1/2를 적용]

- 응력 검토
 $f_{cs,s} = M_{cs} \cdot y_{cs,s} / I_s = 69.100 \times 272.5 / 185,029,330,938.2 = 0.102 \text{ MPa}$
 $f_{cs,b} = M_{cs} \cdot y_{cs,b} / I_s = 69.100 \times -1,751.5 / 185,029,330,938.2 = -0.654 \text{ MPa}$
 $f_{cs,s} = M_{cs} \cdot y_{cs,s} / (I_{cs} \cdot n) = 69.100 \times 550.5 / (185,029,330,938.2 \times 7.0) = 0.029 \text{ MPa}$
 $f_{cs,b} = M_{cs} \cdot y_{cs,b} / (I_{cs} \cdot n) = 69.100 \times 310.5 / (185,029,330,938.2 \times 7.0) = 0.017 \text{ MPa}$
- 전단력 검토
 $u = V_{cs} / A_{cs} + M_{cs} / (2 \cdot F_v \cdot l_{cs}) = 4.175 / 40,000.0 + 7.892 / (2 \times 4,890,230.0 \times 10.0) = 0.185 \text{ MPa}$



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향

(※ 도.설.책 3.9.2.6)

- 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 φ₁은 2.0을 표준으로 한다.
 $\phi_1 = 2.0$
- $k = 0.468$ ※ 2차 부정정역으로 인한 영향 고려
 $n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2) = 7.0 \times (1 + 2.0/2) = 14.000$
- $A_{cs} = A_s + A_{c1}/n_1 = 121,280.0 + 1,343,584.8 / 14.0 = 2.173E+05 \text{ mm}^2$
- $v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_{cs} / A_{cs} = (1,343,584.8/14.0) \times 1,111.7 / 217,250.3 = 491.1 \text{ mm}$
- $d_{cs,1} = d_{cs} - v_1 = 1,111.7 - 491.1 = 620.6 \text{ mm}$
- $I_{cs} = (I_s + A_{cs} \cdot v_1^2) + (I_{cs} \cdot n_1 + A_{cs} \cdot d_{cs,1}^2)$

$$= (92,250,780,157.7 + 121,280.0 \times 491.1^2) + (6,449,207,040.0/14.0 + 1,343,584.8/14.0 \times 620.6^2) = 1.589E+11 \text{ mm}^4$$

• 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$$y_{cu,vt} = y_{cu} - v_1 = 953.7 - 491.1 = 462.6 \text{ mm}$$

$$y_{st,vt} = y_{st} - v_1 = -1,070.3 - 491.1 = -1,561.4 \text{ mm}$$

• 합성단면도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$$y_{cu,st} = d_{c,st} + T_c / 2 = 620.6 + 240.0 / 2 = 740.6 \text{ mm}$$

$$y_{st,st} = y_{cu,st} - T_c = 740.6 - 240.0 = 500.6 \text{ mm}$$

• 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,st} / A_{cs} (I_n \cdot I_{ps}) = 2,773.2 \times 430.5 \times 1,343,584.8 / (7.0 \times 185,029,330,938.2) = 1.238E+06 \text{ N}$$

• 강재모와 결함으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$$P_a = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1) = 1,238,373.8 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0) = 1.238E+06 \text{ N}$$

• P_a 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M_a = P_a \times d_{c,st} = 1,238,373.8 \times 620.6 = 7.686E+08 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

• 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$$E_c = E_c / (1 + \phi_1 / 2) = 28,693.4 / (1 + 2.0 / 2) = 14,346.700 \text{ MPa}$$

• 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하면 응력

$$f_{cu,vt} = M_{sc} \cdot y_{cu,vt} / (I_{ps} \cdot n) = 2,773.210 \times 550.5 / (185,029,330,938.2 \times 7.0) = 1.179 \text{ MPa}$$

$$f_{st,vt} = M_{sc} \cdot y_{st,vt} / (I_{ps} \cdot n) = 2,773.210 \times 310.5 / (185,029,330,938.2 \times 7.0) = 0.665 \text{ MPa}$$

• 바닥판 콘크리트의 볼력 변화량

$$f_{cu,st} = 1/n_2 \cdot (P_a / A_{st} + k \cdot M_{sc} \cdot y_{cu,st} / I_{ps}) - E_c \cdot f_{cu,vt} \cdot \phi_1 / E_c$$

$$= (1/14.0) \times (1,238,373.8 / 217,250.3 + 0.458 \times 768,571,485.4 \times 740.6 / 185,029,023,261.1) - 14,346.7 \times 1.179 \times 2.0 / 28,693.4 = -0.654 \text{ MPa}$$

$$f_{st,st} = 1/n_2 \cdot (P_a / A_{st} + k \cdot M_{sc} \cdot y_{st,st} / I_{ps}) - E_c \cdot f_{st,vt} \cdot \phi_1 / E_c$$

$$= (1/14.0) \times (1,238,373.8 / 217,250.3 + 0.458 \times 768,571,485.4 \times 500.6 / 185,029,023,261.1) - 14,346.7 \times 0.665 \times 2.0 / 28,693.4 = -0.178 \text{ MPa}$$

• 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

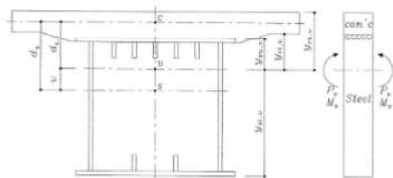
$$f_{st,vt} = P_a / A_{st} + k \cdot M_{sc} \cdot y_{st,vt} / I_{ps} = 1,238,373.8 / 217,250.3 + 0.458 \times 768,571,485.4 \times -1,561.4 / 185,029,023,261.1 = 6.725 \text{ MPa}$$

$$f_{st,st} = P_a / A_{st} + k \cdot M_{sc} \cdot y_{st,st} / I_{ps} = 1,238,373.8 / 217,250.3 + 0.458 \times 768,571,485.4 \times -1,561.4 / 185,029,023,261.1 = 2.242 \text{ MPa}$$

• 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$$f_{cu,st} = P_{a2} / A_{st} + k \cdot M_{sc} \cdot y_{cu,st} / I_{ps} = 3,541,305.7 / 185,260.2 + 0.458 \times 2,577,354,714.9 \times 569.8 / 184,325,762,454.0 = 23.775 \text{ MPa}$$

$$f_{st,st} = P_{a2} / A_{st} + k \cdot M_{sc} \cdot y_{st,st} / I_{ps} = 3,541,305.7 / 185,260.2 + 0.458 \times 2,577,354,714.9 \times -1,454.2 / 184,325,762,454.0 = 7.222 \text{ MPa}$$



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (※ 도.설.해 3.9.2.7)

• 바닥판 콘크리트와 강재 보거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선폰장계수 α 는 12×10^{-6} 으로 한다.

• 온도 변형률

$$\epsilon_t = \alpha \cdot \Delta T = 0.00012 \times 10.0 = 0.000120$$

• 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$$P_{cs} = E_c \cdot \epsilon_t \cdot A_{cs} / n = 205,000.0 \times 0.000120 \times 1,343,584.8 / 7.0 = 4.722E+06 \text{ N}$$

• P_{cs} 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M_{cs} = P_{cs} \times d_{c,st} = 4,721,740.9 \times 430.5 = 2.033E+09 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

• 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$$f_{cu,st} = 1/n_2 \cdot (P_{cs} / A_{st} + k \cdot M_{cs} \cdot y_{cu,st} / I_{ps}) - E_c \cdot \epsilon_t$$

$$= (1/17.0) \times (4,721,740.9 / 313,220.7 + 0.458 \times 2,032,566,154.9 \times 550.5 / 185,029,330,938.2) - 28,693.4 \times 0.000120 = -0.894 \text{ MPa}$$

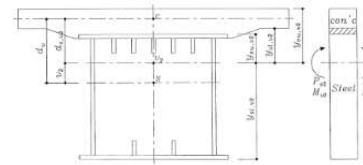
$$f_{st,st} = 1/n_2 \cdot (P_{cs} / A_{st} + k \cdot M_{cs} \cdot y_{st,st} / I_{ps}) - E_c \cdot \epsilon_t$$

$$= (1/17.0) \times (4,721,740.9 / 313,220.7 + 0.458 \times 2,032,566,154.9 \times 310.5 / 185,029,330,938.2) - 28,693.4 \times 0.000120 = -1.057 \text{ MPa}$$

• 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$$f_{st,vt} = P_{cs} / A_{st} + k \cdot M_{cs} \cdot y_{st,vt} / I_{ps} = 4,721,740.9 / 313,220.7 + 0.458 \times 2,032,566,154.9 \times -1,561.5 / 185,029,330,938.2 = 16.446 \text{ MPa}$$

$$f_{st,st} = P_{cs} / A_{st} + k \cdot M_{cs} \cdot y_{st,st} / I_{ps} = 4,721,740.9 / 313,220.7 + 0.458 \times 2,032,566,154.9 \times -1,561.5 / 185,029,330,938.2 = 6.263 \text{ MPa}$$



(8) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (※ 도.설.해 3.9.2.8)

• 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ϵ_{sh} 는 27×10^{-4} 로, 크리프계수 ϕ_2 는 $\phi_2 = 2 \cdot \phi_1 = 4.0$ 을 표준으로 한다.

$$\phi_2 = 4.0$$

$$n_2 = n_1 \cdot (1 + \phi_2 / 2) = 7.0 \times (1 + 4.0 / 2) = 21.000$$

$$A_{cs} = A_s + A_{cs} / n_2 = 121,280.0 + 1,343,584.8 / 21.0 = 1.853E+05 \text{ mm}^2$$

$$v_2 = (A_{cs} / n_2) \times d_{cs} / A_{st} = (1,343,584.8 / 21.0) \times 1,111.7 / 185,260.2 = 303.9 \text{ mm}$$

$$d_{c,st} = d_{cs} - v_2 = 1,111.7 - 303.9 = 727.8 \text{ mm}$$

$$I_{cs} = (I_s + A_{cs} \cdot v_2^2) + (I_{cs} \cdot n_2 + A_{cs} \cdot n_2 \cdot d_{c,st}^2)$$

$$= (92,250,780,157.7 + 121,280.0 \times 383.9^2) + (6,449,207,040.0 / 21.0 + 1,343,584.8 / 21.0 \times 727.8^2) = 1.443E+11 \text{ mm}^4$$

• 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$$y_{cu,vt} = y_{cu} - v_2 = 953.7 - 383.9 = 569.8 \text{ mm}$$

$$y_{st,vt} = y_{st} - v_2 = -1,070.3 - 383.9 = -1,454.2 \text{ mm}$$

• 합성단면도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$$y_{cu,st} = d_{c,st} + T_c / 2 = 727.8 + 240.0 / 2 = 847.8 \text{ mm}$$

$$y_{st,st} = y_{cu,st} - T_c = 847.8 - 240.0 = 607.8 \text{ mm}$$

• 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$$P_{cs} = E_c \cdot \epsilon_s \cdot A_{cs} / n_2 = 205,000.0 \times 0.000270 \times 1,343,584.8 / 21.0 = 3.541E+06 \text{ N}$$

• P_{cs} 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M_{cs} = P_{cs} \times d_{c,st} = 3,541,305.7 \times 847.8 = 2.577E+09 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

• 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$$E_{cs} = E_c / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 \text{ MPa}$$

• 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$$f_{cu,st} = 1/n_2 \cdot (P_{cs} / A_{st} + k \cdot M_{cs} \cdot y_{cu,st} / I_{ps}) - E_{cs} \cdot \epsilon_s$$

$$= (1/21.0) \times (3,541,305.7 / 185,260.2 + 0.458 \times 2,577,354,714.9 \times 847.8 / 184,325,762,454.0) - 9,761.9 \times 0.000270 = -1.395 \text{ MPa}$$

$$f_{st,st} = 1/n_2 \cdot (P_{cs} / A_{st} + k \cdot M_{cs} \cdot y_{st,st} / I_{ps}) - E_{cs} \cdot \epsilon_s$$

$$= (1/21.0) \times (3,541,305.7 / 185,260.2 + 0.458 \times 2,577,354,714.9 \times 847.8 / 184,325,762,454.0) - 9,761.9 \times 0.000270 = -1.489 \text{ MPa}$$

(8) 전단 및 비틀림

• 용하중 비제하시의 전단응력

$$u = (V_u + V_w + V_{cs}) / A_w + M_{st} / (2 \cdot F \cdot I_w) + (M_{st} + M_{cs}) / (2 \cdot F \cdot I_w)$$

$$= 514,386 / 40,000.0 + 7.828 / 96,978,400.0 + 373.682 / 97,804,600.0 = 16.761 \text{ MPa}$$

$$u = 16.8 \text{ MPa} \leq u_s = 135.0 \text{ MPa} \dots\dots 0. \text{ K !!}$$

• 용하중 제하시의 전단응력

• 활하중 비제하시

$$u = (V_u + V_w + V_{cs}) / A_w + M_{st} / (2 \cdot F \cdot I_w) + (M_{st} + M_{cs}) / (2 \cdot F \cdot I_w)$$

$$= 136,421 / 40,000.0 + 7.828 / 96,978,400.0 + 44,389 / 97,804,600.0 = 3.945 \text{ MPa}$$

$$u = 3.9 \text{ MPa} \leq 1.2 u_s = 162.0 \text{ MPa} \dots\dots 0. \text{ K !!}$$

• 활하중 제하시

$$u = (V_u + V_w + V_{cs} / 2 + V_{cs}) / A_w + M_{st} / (2 \cdot F \cdot I_w) + (M_{st} + M_{cs} / 2 + M_{cs}) / (2 \cdot F \cdot I_w)$$

$$= 516,474 / 40,000.0 + 7.828 / 96,978,400.0 + 377.626 / 97,804,600.0 = 16.854 \text{ MPa}$$

$$u = 16.9 \text{ MPa} \leq 1.25 u_s = 168.8 \text{ MPa} \dots\dots 0. \text{ K !!}$$

(9) 조강 응력의 검토 (※ 도.설.해 3.4.2.3)

$$\lambda = 0.65 (\phi / n)^2 + 0.13 (\phi / n) + 1.0 = 1.000$$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_t - f_b) / f_t \approx 0.0$)

f_t, f_b : 보강한 판의 양면의 응력 (단, $f_t \geq f_b$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

λ : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Panel의 수

• 인장 (하부) 플랜지의 허용응력 (※ 도.설.해 3.3.2)

$$f_{ts} = 230.0 \text{ MPa}$$

• 압축 (상부) 플랜지의 허용응력 (※ 도.설.해 3.4.2.3)

$$b / 22.0 \cdot i \cdot n = 18.2 \text{ mm} > l_w = 12 \text{ mm}$$

$$\therefore f_{cs} = 230.0 \text{ MPa}$$

$$b / 44.0 \cdot i \cdot n = 9.1 \text{ mm} \leq l_w = 12 \text{ mm} < b / 22.0 \cdot i \cdot n = 18.2 \text{ mm}$$

$$\therefore f_{cs} = 230.0 - 6.2 (b / (l_w \cdot i \cdot n) - 22.0) = 171.1 \text{ MPa}$$

$$b / 80.0 \cdot i \cdot n = 5.0 \text{ mm} \leq l_w = 12 \text{ mm} \geq b / 44.0 \cdot i \cdot n = 9.1 \text{ mm}$$

$$\therefore f_{cs} = 220.00 \{ (l_w \cdot i \cdot n) / b \}^2 = 198.0 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{cs} = 171.1 \text{ MPa}$$

• 철근 콘크리트의 허용응력 (※ 도.설.해 3.9.3.1)

$$f_{cs} = 0.40 \cdot f_{ck} = 10.800 \text{ MPa}$$

$$f_{ts} = 0.07 \cdot f_{ck} = 1.890 \text{ MPa}$$

($f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$ 사용)

• 슬래브와 주거대에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설 제 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하중조합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)	허용응력(MPa)	작용응력(MPa)	허용응력(MPa)	작용응력(MPa)	허용응력(MPa)	작용응력(MPa)	허용응력(MPa)
1	-	-	-	-	78.169	-87.719	171.067	230.000
1+2+3	4.006	2.259	10.800	10.800	92.046	-176.940	171.067	230.000
1+2+3+5	3.351	2.081	10.800	10.800	98.773	-174.697	196.727	230.000
1+2+3+5+6	1.946	0.502	10.800	10.800	123.846	-167.476	196.727	230.000
1+2+3+5+6+7	1.062	-0.474	12.420	2.174	138.994	-161.212	222.387	264.500
1+2+3+5+6+7	2.850	1.659	12.420	12.420	106.103	-173.736	222.387	264.500
1+2+4	1.208	0.681	12.960	12.960	82.354	-114.625	205.260	276.000
1+2+3+0.5×4	4.020	2.266	13.500	13.500	92.099	-177.267	213.833	287.500
1+2+3+0.5×4+5	3.366	2.089	13.500	13.500	98.824	-175.024	213.833	287.500
1+2+3+0.5×4+5+6	1.971	0.600	13.500	13.500	122.569	-167.802	213.833	287.500
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.077	-0.466	14.580	2.552	139.045	-161.539	230.940	310.500
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.865	1.667	14.580	14.580	106.154	-174.065	230.940	310.500

주) 압축응력은 양(+), 인장응력을 음(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 제 3.8.2.4)

하중조합	$(f/f_d)^2$		$(\sigma/\sigma_d)^2$		합성응력		판별	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
1	0.209	0.145	0.075	0.015	0.224	0.161	0. K !!	0. K !!
1+2+3	0.230	0.592	0.015	0.015	0.305	0.607	0. K !!	0. K !!
1+2+3+5	0.252	0.577	0.015	0.015	0.268	0.592	0. K !!	0. K !!
1+2+3+5+6	0.388	0.530	0.015	0.015	0.403	0.546	0. K !!	0. K !!
1+2+3+5+6+7	0.391	0.371	0.015	0.015	0.406	0.387	0. K !!	0. K !!
1+2+3+5+6+7	0.228	0.431	0.015	0.015	0.243	0.447	0. K !!	0. K !!
1+2+4	0.161	0.172	0.001	0.001	0.162	0.173	0. K !!	0. K !!
1+2+3+0.5×4	0.186	0.380	0.010	0.010	0.195	0.390	0. K !!	0. K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.214	0.371	0.010	0.010	0.224	0.381	0. K !!	0. K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.329	0.341	0.010	0.010	0.339	0.351	0. K !!	0. K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.363	0.271	0.010	0.010	0.372	0.281	0. K !!	0. K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.211	0.314	0.010	0.010	0.221	0.324	0. K !!	0. K !!

$(f/f_d)^2 + (\sigma/\sigma_d)^2 \leq 1.2 \dots\dots 0. K !!$

[상면]
 $(\frac{136.994}{222.387})^2 + (\frac{16.761}{135.000})^2 = 0.391 + 0.015 = 0.406 \leq 1.2 \dots\dots 0. K !!$

[하면]
 $(\frac{-176.940}{230.000})^2 + (\frac{16.761}{135.000})^2 = 0.592 + 0.015 = 0.607 \leq 1.2 \dots\dots 0. K !!$

(11) 판의 최소두께 검토 (☞ 도.설 제 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

• 압축(상부) 플랜지
 $l_{min} = \text{자유출속}/16 = 110.0 / 16.0 = 6.9 \leq l_{dnt} = 12.0 \text{ mm} \dots\dots 0. K !!$
 $l_{min} = b \cdot (f_c / f_t) = 2,400.0 / (44 \times 1.0 \times 0.6) = 9.1 \leq l_{dnt} = 12.0 \text{ mm} \dots\dots 0. K !!$
 (합성형 스티드 설치시) $l_{min} = 10.0 \leq l_{dnt} = 12.0 \text{ mm} \dots\dots 0. K !!$

• 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설 제 3.8.3.1, 3.8.3.2)
 $l_{min} = \text{자유출속}/16 = 110.0 / 16.0 = 6.9 \leq l_{dnt} = 12.0 \text{ mm} \dots\dots 0. K !!$

• 복 주 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설 제 3.8.4.1)
 $l_{min} = b / (199 \times 1.200) = 2,000.0 / (199 \times 1.200) = 8.4 \leq l_{dnt} = 10.0 \text{ mm} \dots\dots 0. K !!$
 여기서, $\sqrt{(f_{ct}/f_c)} = \sqrt{(230.0 / 78.169)} = 1.72 \geq 1.20 \Rightarrow 1.200 \text{ 적용}$

(12) 활하중 대한 안전도 검사 (☞ 도.설 제 3.9.3.2)

• 활하중(출하중 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 비박한 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 비박한 콘크리트의 강재 주거거리와 온도차에 의한 열역 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

• 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

하중 조합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		비판	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	판별	
	상인	하인		상인	하인			
1	-	-	-	-	101.619	-114.034	380.000	O.K.!!
1+2+3	7.611	4.292	16.200	O.K.!!	127.989	-283.545	380.000	O.K.!!
1+2+3+7	8.505	5.359	16.200	O.K.!!	144.434	-289.808	380.000	O.K.!!
1+2+3+5	6.956	4.114	16.200	O.K.!!	134.714	-281.303	380.000	O.K.!!
1+2+3+5+6	5.561	2.625	16.200	O.K.!!	158.489	-274.081	380.000	O.K.!!
1+2+3+5+6+7	4.667	1.559	16.200	O.K.!!	174.934	-267.818	380.000	O.K.!!
1+2+3+5+6+7	6.455	3.692	16.200	O.K.!!	142.043	-280.344	380.000	O.K.!!
1+2+4	1.562	0.881	16.200	O.K.!!	107.030	-148.816	380.000	O.K.!!
1+2+3+0.5×4	7.625	4.301	16.200	O.K.!!	128.040	-283.872	380.000	O.K.!!
1+2+3+0.5×4+7	6.731	3.234	16.200	O.K.!!	144.485	-277.609	380.000	O.K.!!
1+2+3+0.5×4+5	6.971	4.122	16.200	O.K.!!	134.764	-281.630	380.000	O.K.!!
1+2+3+0.5×4+5+6	5.576	2.634	16.200	O.K.!!	158.540	-274.408	380.000	O.K.!!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	4.682	1.567	16.200	O.K.!!	174.985	-268.145	380.000	O.K.!!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	6.470	3.700	16.200	O.K.!!	142.004	-280.671	380.000	O.K.!!

2. 해석결과 요약

■ 활하중 안전성검토 및 열역검토

	구분	하중조건		합성조건		비고
		하중지치력(kN/EA)	하중조건	합성조건	합성조건	
교축방향	평상시	하중지치력(kN/EA)	7034.890	3504.228	0. K	
		하중인발력(kN/EA)	3988.328	-	0. K	
		수평변위(mm)	15.000	6.200	0. K	
	자진시	하중지치력(kN/EA)	10552.320	4201.224	0. K	
		하중인발력(kN/EA)	5796.730	-	0. K	
		수평변위(mm)	15.000	11.731	0. K	
교축직각방향	평상시	하중지치력(kN/EA)	7034.890	4180.347	0. K	
		하중인발력(kN/EA)	3988.328	-	0. K	
		수평변위(mm)	15.000	10.325	0. K	
	자진시	하중지치력(kN/EA)	10552.320	4609.618	0. K	
		하중인발력(kN/EA)	5796.730	-	0. K	
		수평변위(mm)	15.000	10.575	0. K	

■ 기동하중의 단면 설계

구분	단면위치	Pmax	Pu(kN)	φPu(kN)	안전도	비고
교축방향	축하중최대	0.009	22240.886	102740.798	4.619	0. K
	모멘트최대	0.009	14700.724	85147.749	5.792	0. K
	단상설계	0.009	11760.579	24885.098	2.116	0. K
	연상설계	0.009	11172.550	69118.443	6.186	0. K
교축직각방향	축하중최대	0.009	22240.886	102740.798	4.619	0. K
	모멘트최대	0.009	18371.786	50313.421	2.739	0. K
	단상설계	0.009	11760.579	25574.173	2.175	0. K
	연상설계	0.009	10584.521	27572.582	2.605	0. K
합성부재	축하중최대	0.009	22240.886	102740.798	4.619	0. K
	모멘트최대	0.009	14700.724	34753.909	2.364	0. K
	단상설계	0.009	11760.579	14943.443	1.271	0. K
	연상설계	0.009	11172.550	23785.271	2.129	0. K
합성부재	모멘트최대	0.009	18371.786	50281.582	2.737	0. K
	연상설계	0.009	10584.521	27473.797	2.596	0. K

■ 단면 설계

	단면위치	길이 (mm)	피복 (mm)	Req. As (mm ²)	Use. As (mm ²)	Mu (kN.m)	φMu (kN.m)	안전도	비 고
주 부 보	교축내면보	3000.4	100.0	31751.609	37235.000	-	-	1.173	0. K
	우측내면보	3000.4	100.0	32894.482	37235.000	-	-	1.132	0. K
	좌측내면보	2700.0	100.0	2120.014	6744.200	1871.096	5931.554	3.170	0. K
	우측내면보	2700.0	100.0	1892.513	6744.200	1670.594	5931.554	3.551	0. K
	교축발판1	2287.3	100.0	243.361	37235.000	174.803	25725.112	147.166	0. K
	교축발판2	2146.7	100.0	240.955	37235.000	161.557	23945.155	148.215	0. K
기 초	교축방향	2500.0	150.0	24394.271	43040.800	18281.117	33736.156	1.750	0. K
	교축-지점부	2500.0	150.0	22053.640	39106.400	17436.105	30726.600	1.762	0. K

■ 사용성 검토

단면위치	인장응력(σs)	허용응력(σsa)	원근간격(S)	최대간격(Sa)	비고
교축내면보	148.188	180.000	126.571	321.418	0. K
	162.731	180.000	126.571	273.929	0. K
	110.265	180.000	250.034	504.191	0. K
	96.449	180.000	250.034	589.906	0. K
교축발판1	12.174	180.000	126.571	5174.982	0. K
	16.920	180.000	126.571	3723.324	0. K
교축방향	153.424	180.000	125.373	174.534	0. K
	153.782	180.000	127.869	173.340	0. K

3. 설 계 조 건

3.1 일반 사항

- 1) 구조 형식 : T형 교각
- 2) 상부 형식 : STEEL BOX
- 3) 교량 등급 : 1등급
- 4) 기초 형식 : 말뚝기초

3.2 하중

- 1) 설계콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ [도로교 설계기준 2.1.2]
- 2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$ [도로교설계요령 제2권 P386]
- 3) 교량설계 마찰계수 : $f_s = 0.05$

3.3 지반 조건

- 1) 지반 가속도 계수 : $A = 0.154$: 위험도 계수 x 지진구역계수
 - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
 - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사용 재료 강도

- 1) 콘크리트 설계기준 강도 : $f_{ck} =$ 두부분 : 40 MPa
기둥 : 40 MPa
기초 : 27 MPa
- 탄성계수 : $E_c =$ 두부분 : 31879.1 MPa
기둥 : 31879.1 MPa
기초 : 28693.4 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
- 2) 철근의 항복 강도(SD400) : $f_y =$ 두부분 : 400 MPa
기둥 : 400 MPa
기초 : 400 MPa
기둥(전단철근) : 400 MPa
기초(전단철근) : 400 MPa
- 탄성계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ [도로교 설계기준 2.3.3]

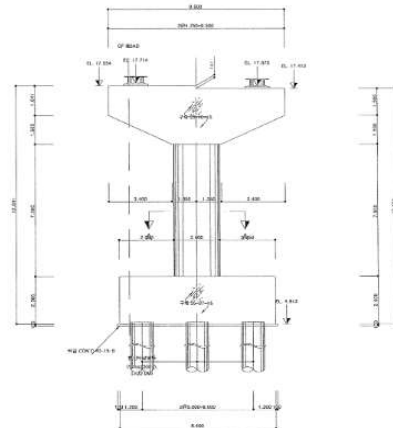
3.5 설계 방법

- 1) 안전성 검토 : 허용응력 설계법
- 2) 단면 설계 : 극한강도 설계법

3.6 참고 문헌

- 1) 도로교 설계기준 (2010)
- 2) 도로교 설계기준 해설 (2008)
- 3) 콘크리트 구조 설계기준 (2007)
- 4) 도로설계 편람 (2008)
- 5) 도로설계 요령 (2009)
- 6) 강구조 문헌 (1995)
- 7) 강도로교 상세부 설계지침 (2006)

4. 단 면 가 정



5. 하중 계산

5.1 상부반력 및 교각자중

교각번호	교각하중(D)	활하중(L)		
		면재하중(L1)	좌측면재하중(L2)	우측면재하중(L3)
1	4462.258	1612.240	1741.410	490.764
2	4538.399	1621.310	670.020	1880.800
계	9000.657	3233.550	2411.430	2371.564

※ 교각자중은 25,000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동처리

5.2 통 하중

1) 교축직각방향 (H-TR)

- ① 상부구조에 작용하는 통하중
 $B/D = 11.400 / 4.680 = 2.436$ [$1 \leq B/D < 8$]
 $W1 = [4.0 - 0.2 \times (11.400 / 4.680)] \times 4.680 = 16.440 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$
 $= 16.44 \text{ kN/m}$
 $P1 = 16.44 \times (44.828 + 60.000) / 2 \times \sin 90.0$
 $= 861.686 \text{ kN}$
 작용위치 $h = 4.680/2 + 0.500 + 0.750 = 3.59 \text{ m}$
 작용모멘트 $M_y = P1 \times h = 861.686 \times 3.590 = 3093.627 \text{ kN.m}$
- ② 하부구조에 작용하는 통하중
 $W'_{coping} = 3.000 \times 3.141 \times 2.700 = 25.442 \text{ kN}$
 $W'_{column} = 1.500 \times 2.500 = 3.75 \text{ kN/m (분산하중)}$
 ※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

2) 교축방향 (H-L0)

- ① 하부구조에 작용하는 통하중
 $W'_{coping} = 72.211 \text{ kN (Coping 높이에 따라 재하)}$
 $W'_{column} = 1.500 \times 2.500 = 3.75 \text{ kN/m}$
 ※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500.000 N/m²의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]
 $Ph = 1.500 \times (44.828 + 60.000) / 2 \times \sin 90.0 = 78.621 \text{ kN}$
 작용위치 $h = 3.886 + 1.500 + 0.750 = 6.136 \text{ m}$
 작용모멘트 $M_y = Ph \times h = 78.621 \times 6.136 = 482.434 \text{ kN.m}$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

- ① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력
 $\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.00012 \times 25.0 \times 78.600 = 0.02358 \text{ m}$
 $\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_s = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$
 $Ph = 3 \times 31879100 \times 1.91748 \times 1EA \times 0.02358 / 10.000^3 \times \sin 90.0$
 $= 4323.631 \text{ kN}$
- ② 교량발침에 의한 수평력
 상부고정하중 : $Vd = 9000.657 \text{ kN}$
 교량발침마찰계수 : $\mu = 0.050$
 $Ph = \mu \times W = 9000.657 \times 0.050 \times \sin 90.0$
 $= 450.033 \text{ kN}$
 ※ 수평력은 ①, ②를 각각 450.033 kN을 적용한다.
- ③ 작용 모멘트
 $Mh = 450.033 \times (0.500 + 1.500/2) = 562.632 \text{ kN.m}$

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

(1g 적용)

구분		교축 방향		교축직각방향	
위치	하중경우	기둥	견단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1833.405	4618.331	0.02851
		기둥 2	1676.367	4162.204	0.02445
	하중경우 2	기둥 1	1841.612	17431.287	0
		기둥 2	1828.323	18554.782	0

5.6 P-Δ 효과를 고려한 지진하중

구분		부재별		변위(m)	
방향	위치	하중경우	기둥	속력	견단력
교축 방향	기둥상단	하중경우 1	기둥 1	-10901.550	1833.405
		하중경우 2	기둥 1	-10901.550	1676.367
	기둥하단	하중경우 1	기둥 1	-11760.579	1041.612
		하중경우 2	기둥 1	-11760.579	1828.323
교축 직각 방향	기둥상단	하중경우 1	기둥 1	-10901.550	1244.346
		하중경우 2	기둥 1	-10901.550	1330.971
	기둥하단	하중경우 1	기둥 1	-11760.579	1503.851
		하중경우 2	기둥 1	-11760.579	1660.146

지진해석에 의한 1차 모멘트에 횡방향 지진변위와 속력에 의한 2차 모멘트를 추가하여 총모멘트를 결정하여야 한다. [도로설계기준 6.8.2.3]

8. 두부분 설계

8.1 내면보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내면보의 산정

: 현형이나 정다각형 기둥인 경우 내면 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

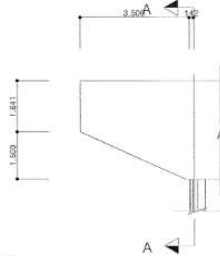
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

② 차등단면의 환변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥골단으로부터 0.142m (= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 「단면력 집계」 참조

$$V_u = 10324.977 \text{ kN} = "10.0-02"$$

$$M_u = 22045.908 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 22045.908 / 10324.977 = 2.135 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.174 = 2.826 \text{ m}$$

$$a/d = 2.135 / 2.826 = 0.755 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 14479.628 \times 1000000 / [37235.000 \times (2826.216 - 606.134/3)] = 148.168 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -6 \times 37235.000/2700.0 + 6 \times 37235.000/2700.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2700.0 \times 2826.2 / (6 \times 37235.000)} = 606.134 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 37235.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 174.2 mm)}$$

$$1\text{단} : H32 - 21.0 \text{ EA} (= 16678.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 21.0 \text{ EA} (= 13490.4 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 11.0 \text{ EA} (= 7066.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 종심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\text{min}} : 375 \times (K_{tr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 148.16) - 2.5 \times 84.00 = 321.42 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{tr} / f_s) = 300 \times (210 / 148.16) = 425.13 \text{ mm}$$

$$S_{\text{min}} \text{는 작은 값인 } 321.42 \text{ mm를 적용}$$

$$S = 2700.00 / 21.0 \text{ EA} = 128.57 \leq S_a (= 321.42 \text{ mm}) \therefore \text{O.K.}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1671.096 \times 1000000 / [6744.200 \times (2600.000 - 251.678/3)] = 110.265 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -6 \times 6744.200/3000.4 + 6 \times 6744.200/3000.4 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.4 \times 2600.0 / (6 \times 6744.200)} = 251.678 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6744.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : H22 - 10.0 \text{ EA}, H32 - 2.0 \text{ EA} (= 5459.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 2.0 \text{ EA} (= 1284.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 종심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\text{min}} : 375 \times (K_{tr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 110.26) - 2.5 \times 84.00 = 504.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{tr} / f_s) = 300 \times (210 / 110.26) = 571.35 \text{ mm}$$

$$S_{\text{min}} \text{는 작은 값인 } 504.19 \text{ mm를 적용}$$

$$S = 3000.40 / 12.0 \text{ EA} = 250.03 \leq S_a (= 504.19 \text{ mm}) \therefore \text{O.K.}$$

8.2 내면보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내면보의 산정

: 현형이나 정다각형 기둥인 경우 내면 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

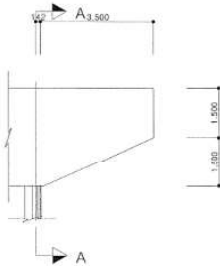
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

② 차등단면의 환변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥골단으로부터 0.142m (= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 「단면력 집계」 참조

$$V_u = 10678.735 \text{ kN} = "10.0-03"$$

$$M_u = 22832.058 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 22832.058 / 10678.735 = 2.138 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.174 = 2.826 \text{ m}$$

$$a/d = 2.138 / 2.826 = 0.757 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 15900.570 \times 1000000 / [37235.000 \times (2826.216 - 606.134/3)] = 162.731 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -6 \times 37235.000/2700.0 + 6 \times 37235.000/2700.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2700.0 \times 2826.2 / (6 \times 37235.000)} = 606.134 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 37235.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 174.2 mm)}$$

$$1\text{단} : H32 - 21.0 \text{ EA} (= 16678.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 21.0 \text{ EA} (= 13490.4 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 11.0 \text{ EA} (= 7066.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 종심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\text{min}} : 375 \times (K_{tr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 162.73) - 2.5 \times 84.00 = 273.93 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{tr} / f_s) = 300 \times (210 / 162.73) = 387.14 \text{ mm}$$

$$S_{\text{min}} \text{는 작은 값인 } 273.93 \text{ mm를 적용}$$

$$S = 2700.00 / 21.0 \text{ EA} = 128.57 \leq S_a (= 273.93 \text{ mm}) \therefore \text{O.K.}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1670.594 \times 1000000 / [6744.200 \times (2600.000 - 251.678/3)] = 98.449 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -6 \times 6744.200/3000.4 + 6 \times 6744.200/3000.4 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.4 \times 2600.0 / (6 \times 6744.200)} = 251.678 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6744.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : H22 - 10.0 \text{ EA}, H32 - 2.0 \text{ EA} (= 5459.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 2.0 \text{ EA} (= 1284.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 종심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\text{min}} : 375 \times (K_{tr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 98.45) - 2.5 \times 84.00 = 589.91 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{tr} / f_s) = 300 \times (210 / 98.45) = 639.93 \text{ mm}$$

$$S_{\text{min}} \text{는 작은 값인 } 589.91 \text{ mm를 적용}$$

$$S = 3000.40 / 12.0 \text{ EA} = 250.03 \leq S_a (= 589.91 \text{ mm}) \therefore \text{O.K.}$$

9. 기둥 설계

9.1 교축적각방향

1) 기둥부재의 설계 : 하단

구분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비고
UL001	-15288.753	-22240.886	250.102	250.102	0.000	0.00017	축력최대
UL007	-15288.753	-18371.786	10287.735	15089.332	-695.902	0.00875	모멘트최대
UL022	-11760.579	-11760.579	8082.733	17485.538	1660.146	0.02540	단성상계
UL022	-11760.579	-11760.579	2976.884	6125.643	1660.146	0.02540	소성상계
UL026	-10584.521	-10584.521	6236.601	13798.716	-1096.052	0.00721	편심최대

II) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전차축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 동감수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구분	절근비				축방향력, 휨			
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도
축력최대	0.005	0.009	0.060	0.K	102740.798	22240.886	250.102	4.619
모멘트최대	0.005	0.009	0.060	0.K	50313.421	18371.786	15486.494	2.739
단성상계	0.005	0.009	0.060	0.K	25574.173	11760.579	17834.391	2.175
편심최대	0.005	0.009	0.060	0.K	27572.592	10584.521	13909.996	2.605

㉔ 평행하중 산정

$$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1440.00 \text{ mm}, \quad ab = kl \times cb = 1103.04 \text{ mm}$$

$$Cc = 0.85 \times 40.0 \times 2087895.946 = 70988.462 \text{ kN}, \quad \Sigma Csi = 6828.865 \text{ kN}, \quad \Sigma Tsi = 5205.579 \text{ kN}$$

$$Pb = 70988.462 + 6828.865 - 5205.579 = 72611.748 \text{ kN}$$

$$Mb = Cc \times 610.798 + \Sigma (Csi \times di) + \Sigma (Tsi \times di) = 53924.536 \text{ kN.m}$$

$$eb > e \rightarrow \text{압축 편심} \quad \{ eb = Mb/Pb = 742.642 \text{ mm}, \quad e = Mu/Pu = 11.245 \text{ mm} \}$$

㉔ 고정강도 산정

- 방벽시산입을 적용하여 c = 3999.02 mm, a = kl x c = 3063.25 mm 를 사용.

$$Cc = 0.85 \times 40.0 \times 4000279.340 = 136915.396 \text{ kN}$$

$$\Sigma Csi = 14357.559 \text{ kN}, \quad \Sigma Tsi = 0.000 \text{ kN}$$

$$Pn = 136915.396 + 14357.559 - 0.000 = 151272.955 \text{ kN}$$

$$Mn = Cc \times 0.000 + \Sigma (Csi \times di) + \Sigma (Tsi \times di) = 2039.448 \text{ kN.m}$$

$$\text{편심모차 : } | e - Mn/Pn (=11.251) | = 0.0096 \leq 0.010 \quad \therefore \text{하중모차 만족}$$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

$$dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.00 \text{ mm}$$

$$c = 3999.023 \text{ mm}, \quad a = kl \times c = 3063.252 \text{ mm}$$

$$ey = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$et = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2400.00 - 3999.02) / 3999.02 = -0.00120$$

$$et \leq ey \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}$$

㉔ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max} Pn = 0.80 \times \{ 0.85 fck (Ag - Ast) + fy Ast \} = 146772.568 \text{ kN} < Pn = 151272.955 \text{ kN}$$

$$\Phi Pn = 0.70 \times 146772.568 = 102740.798 \text{ kN} \geq Pu = 22240.886 \text{ kN} \quad \therefore \text{0.K}$$

$$\Phi Mn = \Phi Pn \times 0.011 = 1155.333 \text{ kN.m} \geq Mu = 250.102 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{0.K}$$

3) 기둥단면 검토

㉑ 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉒ 설계조건 및 단면가령

$$fck=40\text{MPa}, \quad fy=400\text{MPa}, \quad kl=0.77, \quad \phi=0.70$$

D(mm)	외벽(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2500	100	2,400	22240.886	250.102	11.2

㉓ 압축부재의 장주효과

㉔ 총 안정지수 산정

$$Q = \Sigma Pu \times \Delta / (Vu \times Lc)$$

$$= 22240.886 \times 0.00017 / (0.000 \times 9.250)$$

$$= 0.000$$

여기서, ΣPu : 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 (= 9.250 m)

㉕ 세장비 검토

원주속이 없는 일단고정, 단단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 7.000 / 0.625$$

$$= 23.520 > 22.000 \quad \therefore \text{경주}$$

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이 (= 7.000 m)

㉖ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉗ 최대 모멘트 산정

$$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 250.102$$

$$= 250.102 \text{ kN.m}$$

$$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 250.102$$

$$= 250.102 \text{ kN.m}$$

㉘ 절근비 검토

$$Ag = 4906738.52 \text{ mm}^2, \quad Ast = 45269.40 \text{ mm}^2, \quad Puse = 0.00922$$

$$= 1\text{단 : } H32 - 57\text{EA } (Ag=45269.400 \text{ mm}^2), \quad d1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$pmin (= 0.0050) \leq puse (= 0.0092) \leq pmax (= 0.0600) \quad \therefore \text{0.K}$$

$$pmin = 0.010 \times Aeff / Ag, \quad Aeff = Pu / \{ \phi (0.85 fck + 0.01 fy) \} = 1045154.417 \text{ mm}^2$$

$$Aeff \geq 3/4 Ag (= 2454369.261 \text{ mm}^2) \text{ 이므로 하므로 } 2454369.261 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉑ 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

㉒ 설계조건 및 단면가령

$$fck=40\text{MPa}, \quad fy=400\text{MPa}, \quad kl=0.77, \quad \phi=0.70$$

D(mm)	외벽(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2500	100	2,400	18371.786	15486.494	842.9

㉓ 압축부재의 장주효과

㉔ 총 안정지수 산정

$$Q = \Sigma Pu \times \Delta / (Vu \times Lc)$$

$$= 18371.786 \times 0.00875 / (-695.902 \times 9.250)$$

$$= 0.025$$

여기서, ΣPu : 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 (= 9.250 m)

㉕ 세장비 검토

원주속이 없는 일단고정, 단단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 7.000 / 0.625$$

$$= 23.520 > 22.000 \quad \therefore \text{경주}$$

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이 (= 7.000 m)

㉖ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.025)$$

$$= 1.025$$

㉗ 최대 모멘트 산정

$$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$$

$$= 0.000 + 1.025 \times 10287.735$$

$$= 10551.523 \text{ kN.m}$$

$$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$$

$$= 0.000 + 1.025 \times 15089.332$$

$$= 15486.494 \text{ kN.m}$$

㉘ 절근비 검토

$$Ag = 4906738.52 \text{ mm}^2, \quad Ast = 45269.40 \text{ mm}^2, \quad Puse = 0.00922$$

$$= 1\text{단 : } H32 - 57\text{EA } (Ag=45269.400 \text{ mm}^2), \quad d1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$pmin (= 0.0050) \leq puse (= 0.0092) \leq pmax (= 0.0600) \quad \therefore \text{0.K}$$

$$pmin = 0.010 \times Aeff / Ag, \quad Aeff = Pu / \{ \phi (0.85 fck + 0.01 fy) \} = 863335.808 \text{ mm}^2$$

$$Aeff \geq 3/4 Ag (= 2454369.261 \text{ mm}^2) \text{ 이므로 하므로 } 2454369.261 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉔ 공칭하중 산정

$$\begin{aligned} cb &= 600 / (600 + fy) \times d = 1440.00 \text{ mm}, \quad ab = k1 \times cb = 1103.04 \text{ mm} \\ Cc &= 0.85 \times 40.0 \times 2087895.946 = 70988.462 \text{ kN}, \quad \Sigma Csl = 6828.865 \text{ kN}, \quad \Sigma Tsl = 5205.579 \text{ kN} \\ Pb &= 70988.462 + 6828.865 - 5205.579 = 72611.748 \text{ kN} \\ Mb &= Cc \times 610.798 + \Sigma (Csl \times dl) + \Sigma (Tsl \times dl) = 53924.536 \text{ kN.m} \\ eb < e &\rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = Mb/Pb = 742.642 \text{ mm}, e = Mu/Pu = 842.950 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1313.32 \text{ mm}$, $a = k1 \times c = 1006.01 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned} Cc &= 0.85 \times 40.0 \times 1848348.883 = 62843.862 \text{ kN} \\ \Sigma Csl &= 6406.162 \text{ kN}, \quad \Sigma Tsl = 6358.247 \text{ kN} \\ Pn &= 62843.862 + 6406.162 - 6358.247 = 62891.777 \text{ kN} \\ Mn &= Cc \times 664.630 + \Sigma (Csl \times dl) + \Sigma (Tsl \times dl) = 53015.146 \text{ kN.m} \\ \text{편심오차} &: |e - Mn/Pn| = 842.958 | = 0.0085 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} dt &= 2500.00 - 100.00 = 2400.000 \text{ mm} \\ c &= 1313.324 \text{ mm}, \quad a = k1 \times c = 1006.006 \text{ mm} \\ ey &= fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon t &= 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2400.00 - 1313.32) / 1313.32 = 0.00248 \\ \text{계수속력} &\text{이 } 0.10 + fck \times Ag \text{보다 작으므로 } \epsilon t \text{는 최소허용변형률 이상이어야 한다.} \\ \text{최소허용변형률} &\text{은 } fy \text{가 } 400 \text{ MPa 이하이므로 } 0.00400 \text{를 적용한다.} \\ ey &< \epsilon t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \phi = 0.80 \text{ 를 적용한다.} \\ \phi &= 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} MaxPn &= 0.80 \times [0.85 \{ fck \times (Ag - Ast) + fy \times Ast \}] = 146772.568 \text{ kN} \geq Pn = 62891.777 \text{ kN} \\ \phi Pn &= 0.80 \times 62891.777 = 50313.421 \text{ kN} \geq Pu = 18371.786 \text{ kN} \quad \therefore 0.K \\ \phi Mn &= \phi Pn \times 0.843 = 42411.691 \text{ kN.m} \geq Mu = 15486.494 \text{ kN.m} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

㉔ 공칭하중 산정

$$\begin{aligned} cb &= 600 / (600 + fy) \times d = 1440.00 \text{ mm}, \quad ab = k1 \times cb = 1103.04 \text{ mm} \\ Cc &= 0.85 \times 40.0 \times 2087895.946 = 70988.462 \text{ kN}, \quad \Sigma Csl = 6828.865 \text{ kN}, \quad \Sigma Tsl = 5205.579 \text{ kN} \\ Pb &= 70988.462 + 6828.865 - 5205.579 = 72611.748 \text{ kN} \\ Mb &= Cc \times 610.798 + \Sigma (Csl \times dl) + \Sigma (Tsl \times dl) = 53924.536 \text{ kN.m} \\ eb < e &\rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = Mb/Pb = 742.642 \text{ mm}, e = Mu/Pu = 1516.455 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 788.25 \text{ mm}$, $a = k1 \times c = 603.80 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned} Cc &= 0.85 \times 40.0 \times 914052.013 = 31077.768 \text{ kN} \\ \Sigma Csl &= 4566.613 \text{ kN}, \quad \Sigma Tsl = 10070.209 \text{ kN} \\ Pn &= 31077.768 + 4566.613 - 10070.209 = 25574.173 \text{ kN} \\ Mn &= Cc \times 893.558 + \Sigma (Csl \times dl) + \Sigma (Tsl \times dl) = 38781.906 \text{ kN.m} \\ \text{편심오차} &: |e - Mn/Pn| = 1516.448 | = 0.0071 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} MaxPn &= 0.80 \times [0.85 \{ fck \times (Ag - Ast) + fy \times Ast \}] = 146772.568 \text{ kN} \geq Pn = 25574.173 \text{ kN} \\ \phi Pn &= 1.00 \times 25574.173 = 25574.173 \text{ kN} \geq Pu = 11780.579 \text{ kN} \quad \therefore 0.K \\ \phi Mn &= \phi Pn \times 1.516 = 38782.088 \text{ kN.m} \geq Mu = 17834.391 \text{ kN.m} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

㉔ 편심최대 : (부표 9, U026)

㉕ 설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=400MPa, k1=0.77, $\phi_c=0.70$					
D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2500	100	2,400	10584.521	13909.995	1314.2

㉖ 압축부재의 장주율과

㉗ 총 안정지수 산정

$$\begin{aligned} Q &= \Sigma Pu \times \Delta / (Vu \times Lc) \\ &= 10584.521 \times 0.00721 / (1096.052 \times 9.250) \\ &= 0.008 \end{aligned}$$

여기서, ΣPu : 총전체의 수직하중
 Δ : 총상단의 상대변위
 Vu : 총전단력
 Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.250 m)

㉘ 세장비 검토

원구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$
 세장비 $\lambda = k \times Lu / r \leq 22$
 $= 2.100 \times 7.000 / 0.625$
 $= 23.520 > 22.000 \quad \therefore \text{불주}$
 여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.625$: 부재단면의 최소회전반경
 Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.000 m)

㉔ 편심최대 : (부표 9, U022)

㉕ 설계조건 및 단면가정

fck=40MPa, fy=400MPa, k1=0.77, $\phi_c=1.00$					
D(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2500	100	2,400	11780.579	17834.391	1516.5

㉖ 압축부재의 장주율과

㉗ 총 안정지수 산정

$$\begin{aligned} Q &= \Sigma Pu \times \Delta / (Vu \times Lc) \\ &= 11780.579 \times 0.02540 / (1060.146 \times 9.250) \\ &= 0.019 \end{aligned}$$

여기서, ΣPu : 총전체의 수직하중
 Δ : 총상단의 상대변위
 Vu : 총전단력
 Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.250 m)

㉘ 세장비 검토

원구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$
 세장비 $\lambda = k \times Lu / r \leq 22$
 $= 2.100 \times 7.000 / 0.625$
 $= 23.520 > 22.000 \quad \therefore \text{불주}$
 여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.625$: 부재단면의 최소회전반경
 Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.000 m)

㉖ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned} \delta s &= 1 / (1 - Q) \geq 1.0 \\ &= 1 / (1 - 0.019) \\ &= 1.019 \end{aligned}$$

㉗ 확대 모멘트 산정

$$\begin{aligned} M1 &= M1ns + \delta s \times M1s \\ &= 0.000 + 1.019 \times 8092.733 \\ &= 8249.473 \text{ kN.m} \\ M2 &= M2ns + \delta s \times M2s \\ &= 0.000 + 1.019 \times 17495.538 \\ &= 17834.391 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

㉘ 철근비 검토

$$\begin{aligned} Ag &= 4908738.52 \text{ mm}^2, \quad Ast = 45269.40 \text{ mm}^2, \quad Puse = 0.00922 \\ &= 1\text{단} : H32 - 57EA (Ast=45269.400 \text{ mm}^2), \quad dt = 100.000 \text{ mm} \\ pmin &= (0.0050) \leq puse = (0.0092) \leq pmax (= 0.0600) \quad \therefore 0.K \\ pmin &= 0.010 \times Aeff / Ag, \quad Aeff = Pu / \{ \psi \times 0.85 \times (fck + 0.01 \times fy) \} = 552658.788 \text{ mm}^2 \\ Aeff &\text{는 } \geq 1/4 Ag (= 2454369.261 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2454369.261 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.} \end{aligned}$$

㉖ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned} \delta s &= 1 / (1 - Q) \geq 1.0 \\ &= 1 / (1 - 0.008) \\ &= 1.008 \end{aligned}$$

㉗ 확대 모멘트 산정

$$\begin{aligned} M1 &= M1ns + \delta s \times M1s \\ &= 0.000 + 1.008 \times 6236.601 \\ &= 6286.896 \text{ kN.m} \\ M2 &= M2ns + \delta s \times M2s \\ &= 0.000 + 1.008 \times 13798.716 \\ &= 13909.996 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

㉘ 철근비 검토

$$\begin{aligned} Ag &= 4908738.52 \text{ mm}^2, \quad Ast = 45269.40 \text{ mm}^2, \quad Puse = 0.00922 \\ &= 1\text{단} : H32 - 57EA (Ast=45269.400 \text{ mm}^2), \quad dt = 100.000 \text{ mm} \\ pmin &= (0.0050) \leq puse = (0.0092) \leq pmax (= 0.0600) \quad \therefore 0.K \\ pmin &= 0.010 \times Aeff / Ag, \quad Aeff = Pu / \{ \psi \times 0.85 \times (fck + 0.01 \times fy) \} = 497392.904 \text{ mm}^2 \\ Aeff &\text{는 } \geq 1/4 Ag (= 2454369.261 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2454369.261 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.} \end{aligned}$$

㉔ 공칭하중 산정

$$\begin{aligned} cb &= 600 / (600 + fy) \times d = 1440.00 \text{ mm}, \quad ab = k1 \times cb = 1103.04 \text{ mm} \\ Cc &= 0.85 \times 40.0 \times 2087895.946 = 70988.462 \text{ kN}, \quad \Sigma Csl = 6828.865 \text{ kN}, \quad \Sigma Tsl = 5205.579 \text{ kN} \\ Pb &= 70988.462 + 6828.865 - 5205.579 = 72611.748 \text{ kN} \\ Mb &= Cc \times 610.798 + \Sigma (Csl \times dl) + \Sigma (Tsl \times dl) = 53924.536 \text{ kN.m} \\ eb < e &\rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = Mb/Pb = 742.642 \text{ mm}, e = Mu/Pu = 1314.183 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 889.71 \text{ mm}$, $a = k1 \times c = 681.52 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned} Cc &= 0.85 \times 40.0 \times 1083837.174 = 36850.464 \text{ kN} \\ \Sigma Csl &= 4964.304 \text{ kN}, \quad \Sigma Tsl = 9376.425 \text{ kN} \\ Pn &= 36850.464 + 4964.304 - 9376.425 = 32438.343 \text{ kN} \\ Mn &= Cc \times 848.686 + \Sigma (Csl \times dl) + \Sigma (Tsl \times dl) = 42629.889 \text{ kN.m} \\ \text{편심오차} &: |e - Mn/Pn| = 1314.182 | = 0.0008 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} dt &= 2500.00 - 100.00 = 2400.000 \text{ mm} \\ c &= 889.709 \text{ mm}, \quad a = k1 \times c = 681.517 \text{ mm} \\ ey &= fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon t &= 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2400.00 - 889.71) / 889.71 = 0.00509 \\ \epsilon t &\geq 0.00500 \text{ 이므로 인장구간단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} MaxPn &= 0.80 \times [0.85 \{ fck \times (Ag - Ast) + fy \times Ast \}] = 146772.568 \text{ kN} \geq Pn = 32438.343 \text{ kN} \\ \phi Pn &= 0.85 \times 32438.343 = 27572.592 \text{ kN} \geq Pu = 10584.521 \text{ kN} \quad \therefore 0.K \\ \phi Mn &= \phi Pn \times 1.314 = 36235.427 \text{ kN.m} \geq Mu = 13909.995 \text{ kN.m} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

2. 설계대상 교량

2.1 설계조건

2.1.1 상부형식

현전 IC : STEEL BOX GIRDER

RAMP-A : STEEL BOX GIRDER

RAMP-B : STEEL BOX GIRDER

2.1.2 교량 총연장

현전 IC : 40.0+480.0+65.0+45.0 = 390.000 m

RAMP-A : 2860.0 = 120.000 m

RAMP-B : 45.0+60.0+82.0+60.0 + 42.5+2855.0+42.5 + 57.0 = 498.900 m

2.1.3 교 폭

현전 IC : 21.570 ~ 23.302 m

RAMP-A : 11.570 m

RAMP-B : 11.400 m

2.1.4 차부형식

현전 IC : II형교각

RAMP-A : T형교각

RAMP-B : T형교각

2.1.5 교각구조형식

현전 IC : 현장타설말뚝

RAMP-A : 현장타설말뚝

RAMP-B : 현장타설말뚝

2.1.6 내진설계상수

- (1) 내진등급 : 내진 1 등급교
- (2) 지진구역계수 : 0.11
- (3) 위험도계수 : I = 1.4
- (4) 가속도계수 : A = 0.154
- (5) 지반계수 : S = 2 (지반종류 3, 지진력리교량)
- (6) 응답수정계수
- (7) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors 해석법
- (8) MODE 조합방법 : C.Q.C방법
- (9) 반침형식 : EQS 변진법

2.2. 참고문헌

- (1) 도로교 설계기준 (한국도로교통협회, 2010년)
- (2) 콘크리트 구조설계기준 (건설교통부, 2007년)
- (3) 도로설계요령 (한국도로공사, 2002년)
- (4) 설계 실무 자료집 (한국도로공사, 1996년)

6.2 방침 부재력 하중조합

(UNIT:kN)

구 분	방침	용량	COMBO 1		COMBO 2		R	허용 전단력	판정	비고
			교속	교직	교속	교직				
현전 IC P0	B1	ONEQS	2000	178.3	194.2	177.3	202.6	0.8	240.0	OK
	B2	ONEQS	2500	227.1	246.0	226.2	256.8	0.8	380.0	OK
	B3	ONEQS	2500	226.6	243.9	224.6	256.8	0.8	380.0	OK
	B4	ONEQS	2000	178.0	192.8	176.4	201.8	0.8	240.0	OK
현전 IC P1	B1	ONEQS	6500	426.7	484.8	330.3	522.4	1.0	580.0	OK
	B2	ONEQS	7000	477.7	549.4	366.7	590.2	1.0	650.0	OK
	B3	ONEQS	6500	427.4	489.9	332.6	527.6	1.0	580.0	OK
	B4	ONEQS	6500	431.5	486.0	346.4	525.0	1.0	580.0	OK
현전 IC P2	B1	EQS	7000	697.7	645.6	402.0	737.7	1.0	890.0	OK
	B2	EQS	6500	535.2	463.2	297.4	544.6	1.0	790.0	OK
	B3	EQS	6000	598.9	517.1	339.3	607.3	1.0	740.0	OK
	B4	EQS	7000	702.4	641.1	399.2	737.4	1.0	890.0	OK
현전 IC P3	B1	EQS	7000	722.1	584.9	407.3	719.5	1.0	890.0	OK
	B2	EQS	6000	625.3	438.6	358.0	581.0	1.0	740.0	OK
	B3	EQS	6000	624.3	432.4	351.2	580.6	1.0	740.0	OK
	B4	EQS	7000	728.3	574.1	406.3	715.5	1.0	890.0	OK
현전 IC P4	B1	EQS	7000	744.8	418.2	456.9	674.1	1.0	890.0	OK
	B2	EQS	6000	652.6	330.6	426.5	553.3	1.0	740.0	OK
	B3	EQS	6000	651.0	327.2	418.1	551.8	1.0	740.0	OK
	B4	EQS	7000	757.3	404.7	479.5	667.0	1.0	890.0	OK
현전 IC P5	B1	EQS	7500	621.9	534.0	343.6	649.9	1.0	920.0	OK
	B2	EQS	6500	549.9	434.9	319.4	547.1	1.0	790.0	OK
	B3	EQS	6500	549.6	432.1	315.6	546.8	1.0	790.0	OK
	B4	EQS	7500	635.0	530.3	365.3	649.3	1.0	920.0	OK
현전 IC P6	B1	ONEQS	7000	494.1	493.0	421.7	584.4	1.0	650.0	OK
	B2	ONEQS	6500	439.7	443.3	373.8	523.4	1.0	580.0	OK
	B3	ONEQS	6500	442.1	440.5	381.7	522.9	1.0	580.0	OK
	B4	ONEQS	7000	493.2	481.7	418.6	582.4	1.0	650.0	OK
현전 IC A2	B1	ONEQS	2000	178.4	189.1	177.8	199.4	0.8	240.0	OK
	B2	ONEQS	2000	178.3	182.3	177.4	197.4	0.8	240.0	OK
	B3	ONEQS	2000	178.4	182.0	177.5	198.1	0.8	240.0	OK
	B4	ONEQS	2500	227.1	231.2	226.0	252.5	0.8	380.0	OK

RAMP-A A1	B1	ONEQS	3500	381.1	388.8	379.3	428.8	0.8	480.0	OK
	B2	ONEQS	2000	178.6	194.9	178.3	203.4	0.8	240.0	OK
RAMP-A P1	B1	EQS	6500	586.9	397.2	449.9	540.4	1.0	790.0	OK
	B2	EQS	12000	908.2	672.9	549.2	949.7	1.0	1030.0	OK
RAMP-A P0	B1	ONEQS	3000	299.6	335.3	297.4	368.2	0.8	460.0	OK
	B2	ONEQS	2500	226.8	258.8	225.3	284.6	0.8	380.0	OK
RAMP-B P0	B1	ONEQS	3000	300.5	318.8	300.4	330.0	0.8	460.0	OK
	B2	ONEQS	2500	227.4	242.4	227.4	259.1	0.8	380.0	OK
RAMP-B P1	B1	EQS	7000	756.1	690.8	729.4	731.7	1.0	890.0	OK
	B2	EQS	7500	664.0	589.8	631.0	634.8	1.0	920.0	OK
RAMP-B P2	B1	EQS	10000	943.5	908.1	929.3	916.9	1.0	1080.0	OK
	B2	EQS	10000	946.2	894.3	933.0	935.3	1.0	1080.0	OK
RAMP-B P3	B1	EQS	11000	765.6	1008.1	748.3	1037.8	1.0	1100.0	OK
	B2	EQS	11000	768.3	1017.2	751.2	1050.4	1.0	1100.0	OK
RAMP-B P4-L	B1	ONEQS	3000	300.6	425.7	300.6	436.7	0.8	460.0	OK
	B2	ONEQS	2500	227.5	325.8	227.5	331.6	0.8	380.0	OK
RAMP-B P4-R	B1	ONEQS	2500B	295.7	388.5	295.7	373.8	0.8	420.0	OK
	B2	ONEQS	2000B	232.4	306.8	232.4	293.3	0.8	350.0	OK
RAMP-B P5	B1	EQS	6000	463.9	667.6	727.9	417.9	1.0	740.0	OK
	B2	EQS	7000	581.8	810.5	851.5	560.7	1.0	890.0	OK
RAMP-B P6	B1	EQS	6000	510.3	624.0	635.9	538.0	1.0	740.0	OK
	B2	EQS	7500	451.6	554.6	560.6	493.9	1.0	920.0	OK
RAMP-B P7	B1	EQS	6000	704.8	439.0	441.5	632.0	1.0	740.0	OK
	B2	EQS	7000	802.2	557.6	452.6	775.2	1.0	890.0	OK
RAMP-B A2	B1	ONEQS	2500B	295.6	301.8	295.5	323.3	0.8	420.0	OK
	B2	ONEQS	2000B	232.2	234.3	231.9	252.4	0.8	350.0	OK

6.4 방침 변위 하중조합

(UNIT:mm)

구 분	방침	용량	COMBO 1		COMBO 2		방침하중 변위	판정	비고
			교속	교직	교속	교직			
현전 IC P0	B1	ONEQS	2000	48.5	14.8	22.1	21.4	200	OK
	B2	ONEQS	2500	54.8	14.9	23.9	21.4	200	OK
	B3	ONEQS	2500	56.5	12.2	24.2	20.5	200	OK
	B4	ONEQS	2000	53.0	12.3	23.0	20.5	200	OK
현전 IC P1	B1	ONEQS	6500	54.8	14.1	21.3	23.8	180	OK
	B2	ONEQS	7000	61.3	14.1	23.0	23.9	180	OK
	B3	ONEQS	6500	62.4	14.5	23.4	24.1	180	OK
	B4	ONEQS	6500	58.6	14.4	22.1	24.0	180	OK
현전 IC P2	B1	EQS	7000	42.0	12.9	15.6	25.3	120	OK
	B2	EQS	6500	48.4	13.0	17.7	25.5	120	OK
	B3	EQS	6000	49.2	13.0	18.1	25.5	120	OK
	B4	EQS	7000	45.5	12.9	16.9	25.3	120	OK
현전 IC P3	B1	EQS	7000	51.7	13.8	17.6	23.7	120	OK
	B2	EQS	6000	58.5	13.9	19.9	23.8	120	OK
	B3	EQS	6000	59.3	13.8	20.3	23.8	120	OK
	B4	EQS	7000	55.5	13.8	19.0	23.6	120	OK
현전 IC P4	B1	EQS	7000	62.0	10.8	21.2	23.3	120	OK
	B2	EQS	6000	68.4	10.9	23.3	23.4	120	OK
	B3	EQS	6000	69.1	10.8	23.6	23.4	120	OK
	B4	EQS	7000	65.3	10.8	22.2	23.2	120	OK
현전 IC P5	B1	EQS	7500	43.6	12.5	16.0	27.1	120	OK
	B2	EQS	6500	50.0	12.6	18.1	27.3	120	OK
	B3	EQS	6500	50.8	12.5	18.2	27.3	120	OK
	B4	EQS	7500	46.9	12.4	17.1	27.1	120	OK
현전 IC P6	B1	ONEQS	7000	62.3	19.1	25.3	25.2	180	OK
	B2	ONEQS	6500	69.1	19.3	27.5	25.4	180	OK
	B3	ONEQS	6500	70.0	19.3	27.9	25.3	180	OK
	B4	ONEQS	7000	65.8	19.1	28.4	25.2	180	OK
현전 IC A2	B1	ONEQS	2000	71.8	29.5	34.4	27.5	200	OK
	B2	ONEQS	2000	78.2	29.5	36.4	27.6	200	OK
	B3	ONEQS	2000	79.0	29.5	36.7	27.5	200	OK
	B4	ONEQS	2500	75.1	29.4	35.4	27.4	200	OK

7.2 고지대인형 복합 조립										(Unit : Km)
구분	Crompton				Combol2					
	고지대전력	고지대전력	고지대전력	고지대전력	고지대전력	고지대전력	고지대전력	고지대전력		
합계 C	P0-1	1,200	1,216	12,777	4,307	849	1,434	8,900	5,825	
	P0-4	1,200	1,216	12,780	4,307	861	1,434	8,956	5,825	
	P1-1	1,433	1,287	13,046	4,617	876	1,501	7,784	5,682	
	P1-4	1,437	1,286	13,050	4,617	880	1,501	7,799	5,682	
	P2-1	1,590	1,443	13,383	4,404	791	1,555	6,627	5,950	
	P2-4	1,595	1,448	13,403	4,404	795	1,555	6,638	5,950	
	P3-1	1,758	1,204	12,909	2,884	865	1,688	6,309	4,040	
	P3-4	1,755	1,204	12,871	2,884	858	1,688	6,283	4,040	
	P4-1	1,846	920	9,553	1,418	1,590	1,703	5,884	2,652	
	P4-4	1,839	920	9,616	1,418	1,683	1,703	5,872	2,652	
PAMP-A	P5-1	1,501	1,228	12,165	3,519	827	1,728	6,569	4,979	
	P5-4	1,496	1,228	12,151	3,519	823	1,728	6,557	4,979	
	P6-1	1,643	1,205	11,421	2,866	1,215	1,556	9,289	3,717	
	P6-4	1,643	1,205	11,421	2,866	1,214	1,556	9,285	3,717	
	P1	2,165	1,013	12,051	8,198	1,369	1,810	7,411	12,700	
	P2	1,842	1,504	17,481	15,376	1,628	1,600	16,555	17,055	
	P3	2,459	1,638	19,004	18,446	2,422	1,749	19,104	19,270	
	P4	1,953	2,147	21,604	26,881	1,338	2,209	20,510	21,218	
	P5	1,289	1,308	17,514	19,844	1,466	1,350	19,284	19,244	
	PAMP-B	P6	1,077	2,047	17,703	30,622	1,871	1,500	29,903	20,543
P7	1,357	1,454	22,716	22,344	1,394	2,394	27,045	19,946		
P8	1,834	1,278	25,030	13,929	1,881	1,881	12,144	21,016		

구분		CONCRO 1		CONCRO 2		UNIT/mm
	교목	교목	교목	교목	교목	
7.5도 평면상에서 복위 하중 조건	PO-L	26.9		5.3	17.0	6.4
	PO-H	26.8		5.3	17.0	6.4
	PI-L	24.3		4.7	13.4	5.5
	PI-H	24.3		4.7	13.4	5.5
	P2-L	21.7		2.9	10.1	3.9
원심 C	P2-H	21.7		2.9	10.1	3.9
	P3-L	13.7		1.3	6.2	2.0
	P3-H	13.7		1.3	6.2	2.0
	P4-L	5.2		0.3	2.8	0.6
	P4-H	5.2		0.3	2.8	0.6
PUMP-A	P5-L	17.6		2.6	8.0	3.4
	P5-H	17.6		2.6	8.0	3.4
	P6-L	11.4		1.4	6.8	1.7
	P6-H	11.4		1.4	6.8	1.7
	P7	7.6		5.0	4.3	7.1
PUMP-B	P1	26.5		22.4	24.4	25.3
	P2	21.5		24.3	21.0	26.6
	P3	39.7		47.6	38.1	48.6
	P4	55.5		45.5	45.9	52.5
	P5	55.0		55.0	92.9	50.4
	P6	70.1		64.8	99.4	59.9
	P7	54.0		21.2	29.1	35.4

16.2.2 시설물 점검이력

대상시설물은 1종 시설물로서 금회 점검은 최초의 정밀안전점검 이다. 준공이후 기준에 따라 정기안전점검을 지속적으로 실시해 왔으며, 정기안전점검 3회를 실시한 것으로 이력사항은 다음과 같다.

【표 16.2.1】 남고양IC2교 점검이력사항

번호	기 간	구 분	점검 결과	안전 등급
1	2021. 03. 22 ~ 2021. 06. 30	정기안전점검	남고양IC2교의 주요 손상현황으로는 교량 받침 몰탈 균열 및 재료분리, 바닥판하면 균열부백태 등의 손상이 조사되었다. 기 발생한 손상은 초기건조수축 및 시공미흡에 의한 손상으로 판단되며, 주의관찰 및 내구성 확보 차원의 보수가 필요하다.	양호
2	2021. 08. 23 ~ 2021. 11. 24	정기안전점검	남고양IC2교의 주요 손상현황으로는 방호벽 파손, 교량받침 몰탈 균열 및 재료분리, 바닥판하면 균열부백태등의 손상이 조사되었다. 기 발생한 손상은 초기건조수축 및 시공미흡에 의한 손상으로 판단되며, 주의관찰 및 내구성 확보 차원의 보수가 필요하다.	양호
3	2022. 03. 02 ~ 2022. 06. 15	정기안전점검	방호벽 파손 교량받침 받침 몰탈균열(cw=0.3mm미만), 받침콘크리트 재료분리 바닥판 하면 균열부백태	양호

16.2.3 전차 정밀안전점검 실시결과

금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

16.2.4 수집자료 검토결과 및 점검방향 설정

구 분	내 용	비고
설계도서	○ 현장조사 시 부재치수를 실측하여 구조물도와 비교·검토 후 치수가 상이할 경우 설계도서 재작성 하고, 실측치와 동일 시 구조물도를 기준을 과업을 진행토록 함	
시설물관리대장	○ 관리대장의 내용과 설계도서를 비교 검토한 결과, 상이한 내용은 없으며, 정밀한 현장소사를 실시하여 향후 유지관리를 위한 사항들을 보고서에 수록함	
시공관련자료	○ 안전, 품질, 공정 및 변경등에 관한 검토를 통해 합당한 공사가 시행 된 것으로 확인되었고, 안전점검 기록 및 현장시험을 통해 품질의 현 상태를 분석하고 확인함	
안전점검 및 정밀안전진단자료	○ 점검이력을 검토한 결과, 시설물의 손상 및 상태가 확인되었고, 기존 점검 결과를 비교·검토하여 추가 손상 확인, 보수여부 재확인 후 대책방안을 검토함	
보수보강자료	○ 일괄보수 보다는 하자보수를 통하여 단계적인 예방 보수가 시행되고 있고, 기 보수부 상태를 확인하여 재손상 발생여부를 확인함	
중 점 관리사항	○ 금회 점검에서는 시설물의 하중 변화 여부, 신규손상 발생 여부, 비파괴 시험 등에 대하여 중점조사 및 점검 방향으로 한다.	
시설물 특이사항	○ 중대결함 : 없음 ○ 구조가 변경(하중변화, 단면변화)된 경우 : 없음	
점검주기	○ 점검일 현재 정기점검은 총3회를 실시하였으며, 전반적으로 점검 시기는 적정하게 이루어지고 있는 것으로 조사됨.	

16.2.5 시설물 보수 이력

【표 16.2.2】 남고양IC2교 보수이력사항

NO	보수위치	내용	기간	공사비	시공자	비고
1	—	—	—	—	—	—

16.2.6 시설물의 내진설계 여부 확인

【표 16.2.3】 내진설계 여부 확인

검토대상 부재	설계적용여부	결과	검토결과 요약
해당사항 없음	Y	—	—
• 준공도서 및 FMS상 내진설계는 반영 된 것으로 확인되었고, 내진성능평가는 미실시 된 것으로 확인되었다.			

16.3 현장조사

16.3.1 개요

대상시설물에 대한 자료수집 및 현장조사결과를 토대로 정밀조사를 실시하기 위하여 고소차를 이용한 근접조사를 원칙으로 시행하였으며, 점검 망치를 이용한 타격조사를 실시하여 공동 및 박리, 층분리 발생여부를 확인 및 제거를 실시하였다.

가. 장비사용 현황

Span번호	조사방법 및 접근성	조사기간	비고
STB : S1~S8 합성형 라멘 : S1~S2	도보, 고소차	2022.08.22.~2022.12.11.	
			
작업전경		작업전경	
			
연단거리 측정		비파괴시험	

【사진 16.3.1】 근접조사를 위한 장비 사용 전경

16.3.2 현장조사 결과

가. 바닥판 하면

1) 부재의 개요

- 남고양IC2교는 총 10경간으로 이루어져 있으며, 연장은 L=498.9m 폭 11.0m로 STB구간의 바닥판하면은 철근콘크리트 4경간 연속, 합성형 라멘 구간은 2경간 연속으로 시공되어 있다.
- 바닥판하면에 대한 현장조사는 도보 및 고소점검차로 근접조사를 실시하였다.



【사진 16.3.2】 바닥판하면 전경

2) 현장조사 결과

- 바닥판 하면 현장조사 결과 STB구간은 양호한 상태로 조사되었으며, 합성형 라멘 구간은 국부적인 균열부백태, 파손이 조사되었다.

【표 16.3.1】 바닥판하면 현장조사 결과

구분		균열부백태 (㎡/개소)		파손 (㎡/개소)	
STB	S1	—	—	—	—
	S2	—	—	—	—
	S3	—	—	—	—
	S4	—	—	—	—
	S5	—	—	—	—
	S6	—	—	—	—
	S7	—	—	—	—
	S8	—	—	—	—
합성형 라멘	S1	0.16	1	—	—
	S2	—	—	0.01	1
합계		0.16	1	0.01	1

	
바닥판 하면 라멘-S1 균열부백태(0.2×0.8)	바닥판 하면 라멘-S1 파손(0.1×0.1)
	
바닥판 하면 상태양호(STB)	바닥판 하면 캔틸레버부 상태양호(STB)

【사진 16.3.3】 바닥판하면 전경

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

4) 검토의견

- 바닥판하면의 현장조사 결과 STB 구간은 현재 손상이 없는 양호한 상태이며, 합성형 라멘 구간은 시공초기 건조수축, 온도변화, 수분침투, 물리적충격, 시공미흡 등에 의한 국부적인 균열부백태, 파손이 조사되어 내구성 확보 차원에서 표면처리, 단면보수 등을 실시하는 것이 필요하다.

나. 거더

1) 부재의 개요

- 바닥판으로부터 전달되는 상부하중을 지지하고 교량받침으로 하중을 전달하는 역할을 하는 STB구간 ST. BOX는 2열, 합성형 라멘 구간 콘크리트 거더는 5열로 시공되었으며, 도보 및 고소점검차로 현장조사를 실시하였다.



【사진 16.3.4】 거더 전경

2) 현장조사 결과

- 거더에 대한 현장조사 결과 STB 구간 거더외부 및 내부는 양호한 상태로 조사되었으며, 합성형 라멘 거더는 국부적인 파손이 조사되었다.

【표 16.3.2】 거더 현장조사 결과(STB)

구분		상태양호	
STB 거더 외부	S1	—	—
	S2	—	—
	S3	—	—
	S4	—	—
	S5	—	—
	S6	—	—
	S7	—	—
	S8	—	—
STB 거더 내부	S1	—	—
	S2	—	—
	S3	—	—
	S4	—	—
	S5	—	—
	S6	—	—
	S7	—	—
	S8	—	—
합계		—	—

【표 16.3.3】 거더 현장조사 결과(합성형 라멘)

구분		파손 (㎡/개소)	
합성형 라멘 거더	S1	—	—
	S2	0.01	1
합계		0.01	1

	
거더 라멘 S2-G5 파손(0.1×0.1)	거더 전경(라멘)
	
거더외부 상태양호(STB)	거더외부 상태양호(STB)

【사진 16.3.5】 거더 손상현황

	
거터내부 상태양호(STB)	거터내부 상태양호(STB)

【사진 16.3.5】 거터 손상현황 (계속)

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

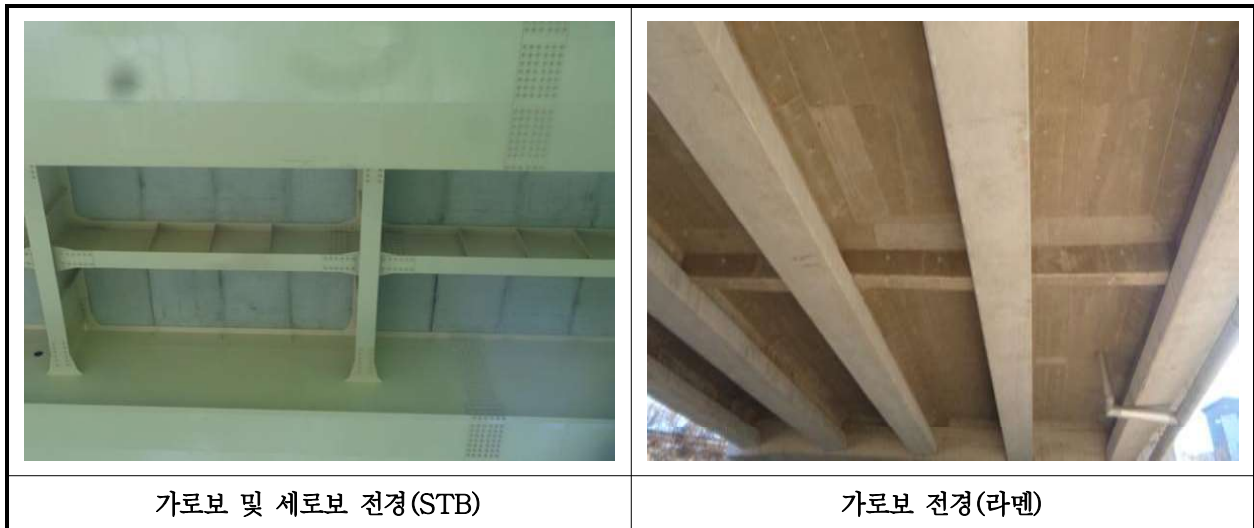
4) 검토의견

- STB구간 거터외부 및 내부는 손상이 없는 양호한 상태이며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.
- 합성형 라멘구간 거터는 전반적으로 양호한 상태이나 시공시 물리적인 충격, 시공미흡 등에 의한 국부적인 파손이 조사되었으며, 내구성 확보 차원에서 단면보수를 실시하는 것이 필요하다.

다. 가로보 및 세로보(2차부재)

1) 부재의 개요

- 공용기간 중 주거더의 횡변형 방지와 하중 횡분배 등의 역할을 하는 가로보 및 세로보가 시공되어 있으며, STB 구간은 강재, 합성형 라멘 구간은 콘크리트로 시공되어 있고 조사방법은 거더와 동일한 방법으로 도보 및 고소점검차를 통한 근접조사를 실시하였다.



【사진 16.3.6】 가로보 및 세로보 전경

2) 현장조사 결과

- 가로보 및 세로보에 대한 현장조사 결과, STB 구간 및 합성형 라멘 구간에 손상이 없는 양호한 상태로 확인되었다.

【표 16.3.4】 가로보 및 세로보 현장조사 결과(STB)

구분		상태양호	
STB 가로보	S1	—	—
	S2	—	—
	S3	—	—
	S4	—	—
	S5	—	—
	S6	—	—
	S7	—	—
	S8	—	—
STB 세로보	S1	—	—
	S2	—	—
	S3	—	—
	S4	—	—
	S5	—	—
	S6	—	—
	S7	—	—
	S8	—	—
합계		—	—

【표 16.3.5】 가로보 현장조사 결과(합성형 라멘)

구분		상태양호	
합성형 라멘 가로보	S1	—	—
	S2	—	—
합계		—	—

	
가로보 및 세로보 상태양호(STB)	가로보 및 세로보 상태양호(STB)
	
가로보 및 세로보 상태양호(STB)	가로보 상태양호(라멘)

【사진 16.3.7】 가로보 손상현황

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

4) 검토의견

- STB 구간의 가로보, 세로보 및 합성형 라멘 구간의 가로보는 현재 손상이 없는 양호한 상태이며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.

라. 교대

1) 부재의 개요

- 남고양IC2교 교대는 역T형으로 시공되어있으며, 기초는 강관말뚝기초로 시공되어있다. 교대에 대한 현장조사는 도보를 이용한 근접조사를 실시하였다.



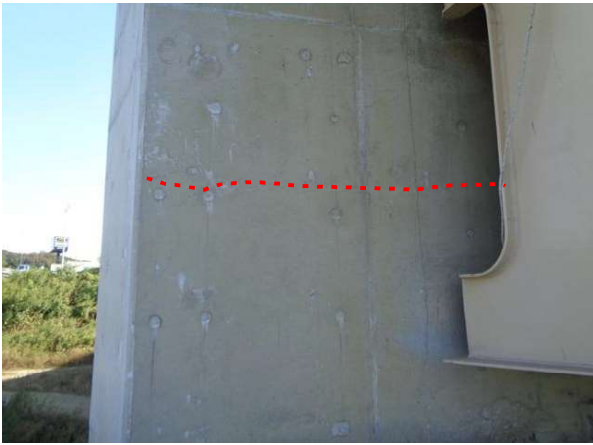
【사진 16.3.8】 교대 전경

2) 현장조사 결과

- 교대 A1, A2에 대한 현장조사 결과 국부적인 균열(0.3mm미만), 망상균열이 발생한 것으로 조사되었다.

【표 16.3.6】 교대 현장조사 결과

구분	균열(0.3mm미만) (m/개소)		망상균열 (㎡/개소)	
A1	5.00	2	4.00	1
A2	—	—	—	—
합계	5.00	2	4.00	1

	
A1 흉벽 균열(Cw=0.3mm미만)	A1 구체 균열(Cw=0.3mm미만)
	
A1 흉벽 망상균열(2.0×2.0)	A2 상태양호

【사진 16.3.9】 교대 손상현황

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

4) 검토의견

- 교대의 현장조사 결과 시공초기 건조수축, 온도변화, 거푸집 조기탈형 등에 의한 균열(0.3mm 미만), 망상균열이 조사되었으며, 조사된 손상의 정도는 미미하나 내구성 확보 차원에서 표면처리를 실시하는 것이 바람직하다.

마. 교각

1) 부재의 개요

- 남고양IC2교의 교각은 STB구간 T형 7기(STB P1~P7), 합성형 라멘(라멘 P1)으로 구성되어 있으며, STB 구간 현장타설말뚝(STB P1~7), 합성형 라멘 구간 강관말뚝기초(라멘 P1)로 시공되었다. 교각에 대한 현장조사는 도보조사 및 고소점검차를 통한 근접조사를 실시하였다.



【사진 16.3.10】 교각 전경

2) 현장조사 결과

- 교각에 대한 현장조사 결과 국부적인 균열(0.3mm미만), 망상균열이 발생한 것으로 조사되었다.

【표 16.3.7】 교각 현장조사 결과

구분		균열(0.3mm미만) (m/개소)		망상균열 (㎡/개소)	
STB	P1	—	—	16.00	1
	P2	—	—	—	—
	P3	—	—	—	—
	P4	—	—	—	—
	P5	—	—	—	—
	P6	2.00	2	—	—
	P7	—	—	4.00	1
라멘	P1	—	—	—	—
합계		2.00	1	20.00	2

	
STB-P1 코핑부 망상균열(8.0×2.0)	STB-P6 코핑부 균열(Cw=0.3mm미만)
	
STB-P7 코핑부 망상균열(4.0×1.0)	라멘-P1 상태양호

【사진 16.3.11】 교각 손상현황

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

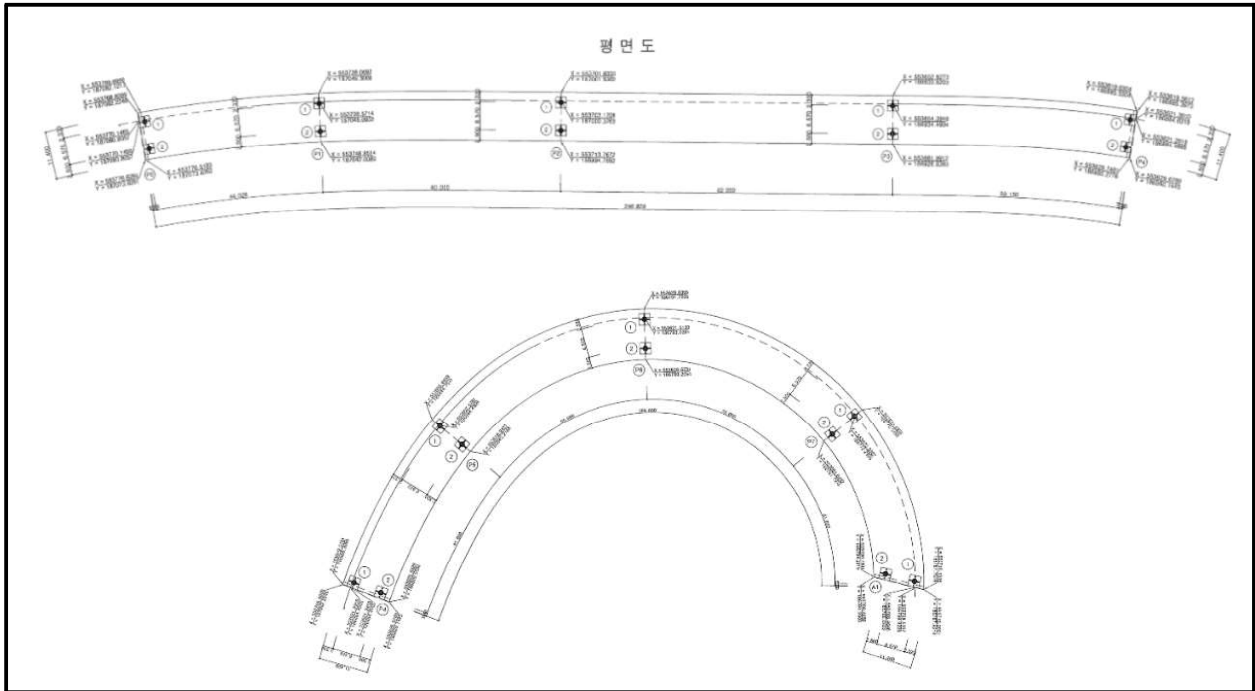
4) 검토의견

- 교각의 현장조사 결과 시공초기 건조수축, 온도변화, 거푸집 조기탈형 등에 의한 균열(0.3mm 미만), 망상균열이 조사되었으며, 조사된 손상의 정도는 미미하나 내구성 확보 차원에서 표면처리를 실시하는 것이 바람직하다.

바. 교량받침

1) 부재의 개요

- 남고양IC2교의 받침은 면진받침으로 총 20기가 설치되어 있으며, 받침장치의 순번은 한국도로공사 집중점검세부시행 방법에 따라 번호를 부여하여 현장조사를 수행하였다.



【그림 16.3.1】 교량받침 배치도



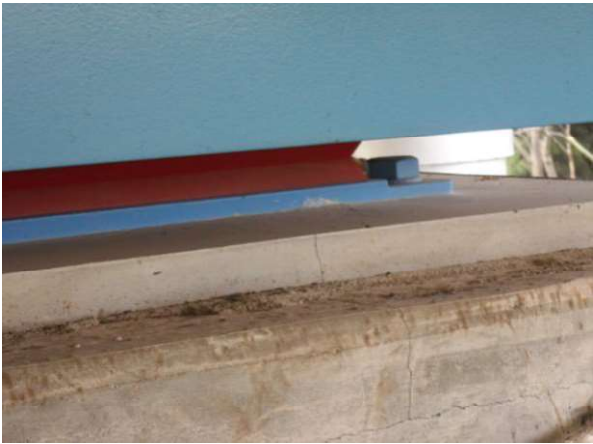
【사진 16.3.12】 교량받침 전경

2) 현장조사 결과

- 교량받침의 현장조사 결과 국부적인 받침물탈 및 받침콘크리트 균열이 조사되었다.

【표 16.3.8】 교량받침 현장조사 결과

구분	받침몰탈 균열(0.3mm미만) (m/개소)		받침콘크리트 균열(0.3mm미만) (m/개소)	
P0	—	—	—	—
P1	2.40	8	3.20	3
P2	—	—	—	—
P3	—	—	—	—
P4	—	—	—	—
P5	0.90	9	—	—
P6	0.40	2	—	—
P7	0.40	1	—	—
A1	—	—	—	—
합계	4.10	20	3.20	3

	
P1-Sh1 받침몰탈 균열(Cw=0.3mm미만)	P1-Sh1 받침콘크리트 균열(Cw=0.3mm미만)
	
P1-Sh2 받침몰탈 균열(Cw=0.3mm미만)	P1-Sh2 받침콘크리트 균열(Cw=0.3mm미만)

【사진 16.3.13】 교량받침 손상현황

	
P5-Sh1 받침물탈 균열(Cw=0.3mm미만)	P5-Sh2 받침물탈 균열(Cw=0.3mm미만)
	
P7-Sh1 받침물탈 균열(Cw=0.3mm미만)	P7-Sh1 받침물탈 균열(Cw=0.3mm미만)

【사진 16.3.13】 교량받침 손상현황 (계속)

3) 기 점검 결과 비교

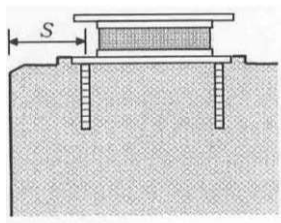
- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

4) 검토의견

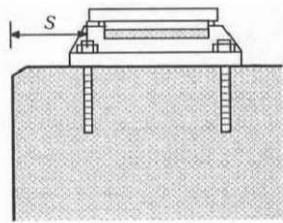
- 교량받침의 현장조사 결과 건조수축, 온도변화, 거푸집 조기탈형 등의 복합적인 원인에 의한 비구조적 국부적인 받침물탈 및 받침콘크리트 균열이 조사되었으며, 조사된 손상의 정도는 미미하나 내구성 확보 차원에서 표면처리 등의 보수를 실시하는 것이 필요하다.

5) 연단거리 검토

- 교대 및 교각의 교좌면은 상부구조로부터 집중하중을 받는 부위이고, 지진시에는 큰 수평력이 작용하는 곳이다. 연단거리가 짧으면 고정단에서는 콘크리트 구체 또는 교량받침이 파손될 수 있고, 가동단에서는 최악의 경우 받침이 벗어나 거더가 낙하할 수도 있다.
- 상부구조의 길이에 따라 ‘도로교설계기준(2009, 국토교통부)’에서는 최소값을 규정하고 있다.



(a) 고무받침



(b) 강재받침

- 거더의 경간길이 100m 이하
: $S(\text{mm}) = 200 + 5L$
 - 거더의 경간길이 100m 이상
: $S(\text{mm}) = 300 + 4L$
- 여기서, L은 경간길이(m)

【그림 16.3.2】 도로교설계기준 연단거리 산출방법



【사진 16.3.14】 교량받침장치 연단거리측정

① 연단거리 산출

- 거더 경간길이(L=42.5m) : $200+5 \times 42.5 = 413(\text{mm})$
- 거더 경간길이(L=44.8m) : $200+5 \times 44.8 = 424(\text{mm})$
- 거더 경간길이(L=55.0m) : $200+5 \times 55.0 = 475(\text{mm})$
- 거더 경간길이(L=60.0m) : $200+5 \times 60.0 = 500(\text{mm})$
- 거더 경간길이(L=82.0m) : $200+5 \times 82.0 = 610(\text{mm})$

【표 16.3.9】 연단거리 측정 결과

구 분		설계 연단거리 (mm)	실측 연단거리(mm)		검토 결과
			Sh1	Sh2	
P0	A1측	424	620	620	O.K
P1	P0측	424	1000	1000	O.K
	A1측	500	1100	1100	O.K
P2	P0측	500	1100	1100	O.K
	A1측	610	1110	1110	O.K
P3	P0측	610	1110	1110	O.K
	A1측	500	1110	1110	O.K
P4	P0측	500	750	750	O.K
	A1측	413	600	600	O.K
P5	P0측	413	1000	1000	O.K
	A1측	475	1080	1090	O.K
P6	P0측	475	1090	1090	O.K
	A1측	475	1110	1110	O.K
P7	P0측	475	1090	1090	O.K
	A1측	424	1010	1010	O.K
A1	P0측	424	550	550	O.K

② 연단거리 검토의견

- 연단거리 측정 결과, 전 개소 모두 실측 연단거리가 계산 연단거리를 상회하고 있는 것으로 측정되어 설계기준을 만족하고 있는 것으로 검토되었다.

6) 교량받침 신축거동상태 검토

가동받침은 상부구조의 온도변화, 처짐 콘크리트의 크리프 및 건조수축 등에 의해 생기는 이동량에 대해서 여유를 가져야 한다.



【사진 16.3.15】 교량받침 이동량 측정

① 설계기준온도(−20℃ ~ 40℃(한랭지방))에 따른 여유량 검토

【표 16.3.10】 교량받침 이동량(설계기준 온도) 산정

구 분	온도변화 (ΔT , °C)		선팅창 계수 (α)	신축거더길이 (L, m)	온도 변화에 의한 이동량(mm)		비고
	동절기	하절기			동절기	하절기	
P0	45.4	14.6	0.000012	123.4	67.2	21.6	
P1	45.4	14.6	0.000012	78.6	42.8	13.8	
P2	45.4	14.6	0.000012	18.6	10.1	3.3	
P3	45.4	14.6	0.000012	63.4	34.5	11.1	
P4(시점)	45.4	14.6	0.000012	123.4	67.2	21.6	
P4(종점)	45.4	14.6	0.000012	97.5	53.1	17.1	
P5	45.4	14.6	0.000012	55	30.0	9.6	
P6	고정단						
P7	45.4	14.6	0.000012	55	30.0	9.6	
A1	45.4	14.6	0.000012	97.5	53.1	17.1	
1) 조사당시 온도 : 25.4℃(조사일 : 2022년 08월 23일, 평균온도, 서울)							
2) 검토온도 : −20℃ ~ 40℃(한랭지방)							

【표 16.3.11】 교량받침 이동량(설계기준 온도) 검토결과

위치		이동량	실측 받침 가동여유량		최대 받침 이동량		허용변위 (mm)	검토 결과
			수축	신장	최대수축	최대신장		
P0	SH1	10(P0)	210	190	67.2	21.6	±200.0	O.K
	SH2	10(P0)	210	190			±200.0	O.K
P1	SH1	10(P0)	130	110	42.8	13.8	±120.0	O.K
	SH2	10(P0)	130	110			±120.0	O.K
P2	SH1	0	100	100	10.1	3.3	±100.0	O.K
	SH2	0	100	100			±100.0	O.K
P3	SH1	5(A1)	85	75	34.5	11.1	±80.0	O.K
	SH2	5(A1)	85	75			±80.0	O.K
P4(시점)	SH1	10(A1)	210	190	67.2	21.6	±200.0	O.K
	SH2	40(A1)	240	160			±200.0	O.K
P4(종점)	SH3	10(P0)	210	190	53.1	17.1	±200.0	O.K
	SH4	20(P0)	220	180			±200.0	O.K
P5	SH1	5(P0)	125	115	30.0	9.6	±120.0	O.K
	SH2	0	120	120			±120.0	O.K
P6		고정단						
P7	SH1	0	120	120	30.0	9.6	±120.0	O.K
	SH2	0	120	120			±120.0	O.K
A1	SH1	30(A1)	230	170	53.1	17.1	±200.0	O.K
	SH2	30(A1)	230	170			±200.0	O.K
주) 판정 : 최대 받침 이동량 ≤ 실측 받침 가동여유량 ⇒ O.K								

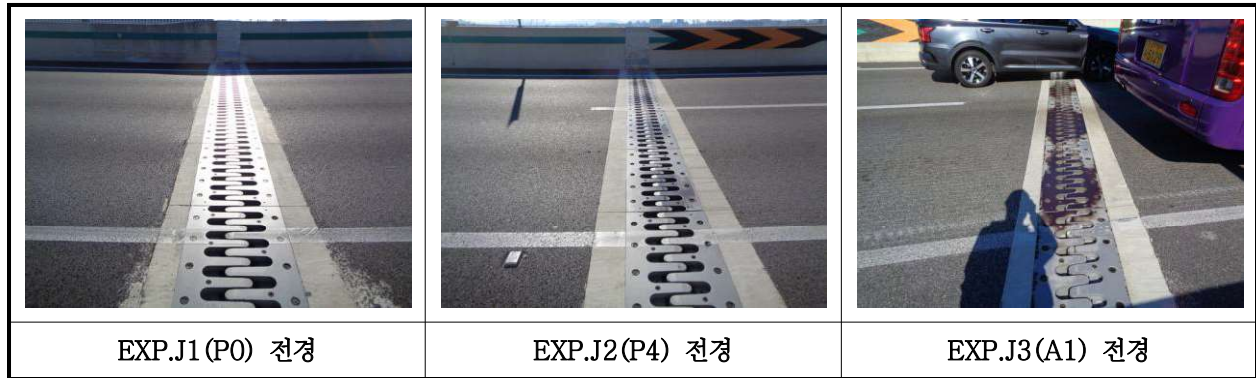
② 교량받침 이동량 검토의견

- 계산여유량과 실측여유량의 비교 · 검토결과 가동여유량이 충분한 것으로 조사되었으며, 교량 받침의 이탈 가능성은 없는 상태로 판단된다.

사. 신축이음장치

1) 부재의 개요

- 본 교량의 신축이음장치는 P0, P4, A1 모두 강팽거 조인트로 시공된 상태이다.



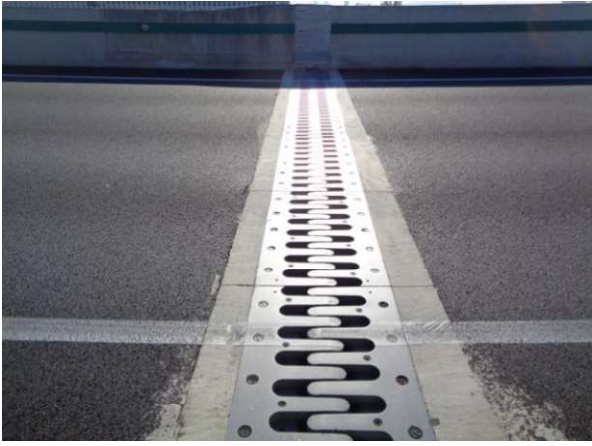
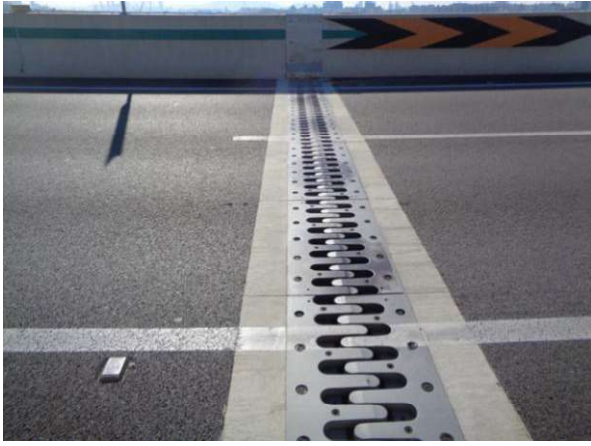
【사진 16.3.16】 신축이음장치 전경

2) 현장조사 결과

- 신축이음 현장조사 결과 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었다.

【표 16.3.12】 신축이음장치 현장조사 결과

구분	여유량 부족 (개소)	
P0 (EXP J1)	—	—
P4 (EXP J2)	—	—
A1 (EXP J3)	1.00	1
합계	1.00	1

	
P0 상태양호	P4 상태양호
	
A1 상태양호	P4 하부 상태양호

【사진 16.3.17】 신축이음장치 손상현황

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

4) 검토의견

- 신축이음의 현장조사 결과 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었으며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.

5) 신축이음 거동상태 검토

① 설계기준온도(−20℃ ~ 40℃(한랭지방))에 따른 여유량 검토

구분	계산방법				비고
이론 신축량	- 온도변화에 의한 이동량 $\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot L$ 여기서, Δl_t : 온도변화에 의한 이동량 ΔT : 온도변화 범위(기상청 자료참조) α (강재): 1.2×10^{-5} , α (콘크리트): 1.0×10^{-5} L : 신축보의 길이(mm)				
	- 소요 가동량 산정 - 조사일 : 2022. 10. 18. 기온 적용: 9.4℃(일평균) ΔT(신장시) : 40.0℃-9.4℃ = 30.6℃ ΔT(수축시) : -20.0℃-(9.4℃) = 29.4℃ Δl_t(최소필요유간) : $\Delta T \times \alpha \times L$ - 형식별 온도변화범위(℃)				 
소요 신축량	교량형식		보통지방	한랭지방	선팽창계수 α (/℃)
	강 교	상로교	-10~+40	-20~+40	1.2×10^{-5}
		하로교, 강바닥판교	-10~+50	-20~+40	1.2×10^{-5}
	RC, PSC교		-5~+35	-15~+35	1.0×10^{-5}

【사진 16.3.18】 신축이음 유간 측정방법

【표 16.3.13】 신축이음 신축이동량 산정

구 분	온도변화 (ΔT , ℃)		선팽창 계수 (α)	신축거더 길이 (L, m)	온도 변화에 의한 이동량(mm)		신축이음 실측유간 (mm)	바닥판 실측유간 (mm)	거더 실측유간 (mm)	비고
	동절기	하절기			동절기	하절기				
P0	29.4	30.6	0.000012	318.4	112.3	116.9	145	230	280	
P4	29.4	30.6	0.000012	220.9	77.9	81.1	115	250	300	
A1	29.4	30.6	0.000012	97.5	34.4	35.8	90	90	120	

1) 조사당시 온도 : 9.4℃(조사일 : 2022년 10월 18일, 평균온도, 서울)

2) 검토온도 : −20℃ ~ 40℃(한랭지방)

【표 16.3.14】 신축이음장치 및 바닥판 단부 가동여유량 검토결과

구 분		계산 이동량(mm)		점검당시 실효유간(mm) ③	허용량(mm) ④	신축 여유량(mm)		검토 결과
		최대 수축시 ①	최대 신장시 ②			최대 수축시 ④-(①+③) ④-(①+③)	최대 신장시 (③-②) (③-②)	
P0	신축이음	112.3	116.9	145	300	42.70	28.10	O.K
	바닥판			230	—	—	113.1	O.K
	거더			280	—	—	163.1	O.K
P4	신축이음	77.9	81.1	115	250	57.10	33.90	O.K
	바닥판			250	—	—	168.9	O.K
	거더			300	—	—	218.9	O.K
A1	신축이음	34.4	35.8	90	100	-24.40	54.20	N.G
	바닥판			90	—	—	54.2	O.K
	거더			120	—	—	84.2	O.K
주) 판정 : 0.0mm ≤ 신축 여유량 ≤ 허용량 ⇒ O.K								

6) 신축거동상태 검토의견

- 신축이음 유간을 검토한 결과, 온도변화에 따른 신장시 모든 신축이음에서 여유량을 확보하고 있는 것으로 평가되었으나 수축시 A1 신축이음에서 여유량이 부족한 것으로 나타났으며, 이는 시공시 프리세팅 오류 등이 원인인 것으로 추정된다. 따라서 신축이음 여유량 확보를 위한 재설치 등과 같은 보수가 필요하며, 수축시(겨울철) 이동량에 대한 주기적인 계측을 실시하는 것이 필요하다.

아. 교면포장

1) 부재의 개요

- 남고양IC2교의 바닥판 상면에 위치하여 차량에서 발생하는 진동을 흡수·분산시키고, 외부의 불리한 환경조건에 대해서 바닥판을 보호하는 역할을 하는 교면포장은 아스콘 포장으로 되어있다.



【사진 16.3.19】 교면포장 전경

2) 현장조사 결과

- 교면포장의 현장조사 결과 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었다.

【표 16.3.15】 교면포장 현장조사 결과

구분		상태양호	
STB	S1	—	—
	S2	—	—
	S3	—	—
	S4	—	—
	S5	—	—
	S6	—	—
	S7	—	—
	S8	—	—
라멘	S1	—	—
	S2	—	—
합계		—	—

	
교면포장 상태양호 (STB)	교면포장 상태양호 (라멘)
	
교면포장 상태양호	교면포장 상태양호 (라멘)

【사진 16.3.20】 교면포장 손상현황

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

4) 검토의견

- 교면포장의 현장조사 결과 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었으며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.

자. 배수시설

1) 부재의 개요

- 남고양IC2교는 교량의 횡단구배 특성에 따라 교량의 우측에 배수시설이 설치되어 있다.



【사진 16.3.21】 배수시설 전경

2) 현장조사 결과

- 배수시설에 대한 현장조사 결과, 전반적으로 양호한 상태이나 배수관 누수가 1개소 조사되었다.

【표 16.3.16】 배수시설 현장조사 결과

구분		배수관 누수 (개소)	
STB	S1	1.00	1
	S2	—	—
	S3	—	—
	S4	—	—
	S5	—	—
	S6	—	—
	S7	—	—
	S8	—	—
라멘	S1	—	—
	S2	—	—
합계		1.00	1

	
STB-S1 배수관 누수	STB-S1 배수관 누수
	
배수구 상태 양호	배수관 상태 양호

【사진 16.3.22】 배수시설 손상현황

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

4) 검토의견

- 배수구는 전반적으로 양호한 상태이나 시공미흡 등에 의한 배수관 누수가 조사되었으며, 부재의 내구성 확보 차원에서 정비를 실시하는 것이 필요하다.

차. 방호벽

1) 부재의 개요

- 차량의 차도이탈 방지, 사고시 완충작용 등의 기능을 하는 방호울타리는 철근콘크리트 구조로 설치되어있다.



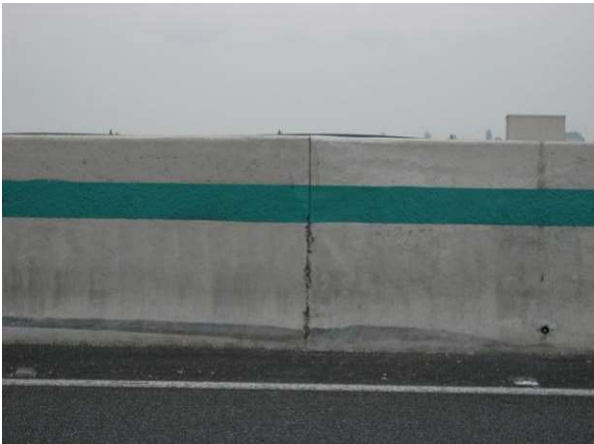
【사진 16.3.23】 방호벽 전경

2) 현장조사 결과

- 방호벽에 대한 현장조사 결과 국부적인 균열(0.3mm미만), 파손이 조사되었다.

【표 16.3.17】 방호벽 현장조사 결과

구분		균열(0.3mm미만) (m/개소)		파손 (㎡/개소)	
STB	S1	—	—	—	—
	S2	—	—	—	—
	S3	15.00	10	—	—
	S4	—	—	—	—
	S5	—	—	—	—
	S6	—	—	0.15	1
	S7	—	—	—	—
	S8	—	—	—	—
라멘	S1	—	—	—	—
	S2	—	—	—	—
합계		15.00	10	0.15	1

	
STB-S3 방호벽 균열(Cw=0.3mm미만)	STB-S6 방호벽 파손(0.1×1.5)
	
방호벽 전경(좌측)	방호벽 전경(우측)

【사진 16.3.24】 방호벽 손상현황

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

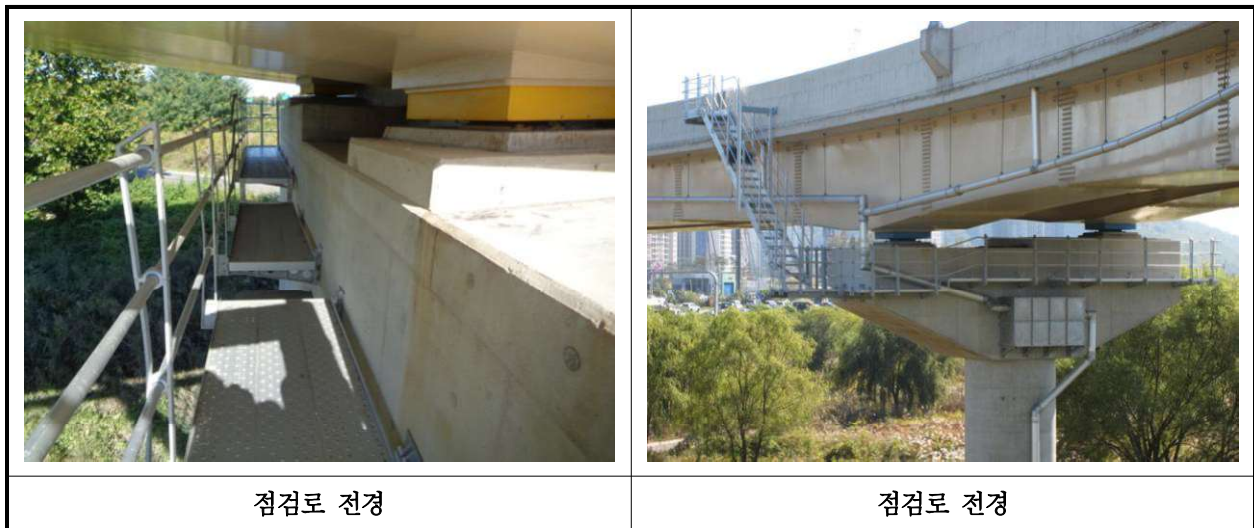
4) 검토의견

- 방호벽에 대한 현장조사 결과 시공초기 건조수축, 온도변화, 거푸집 조기탈형, 물리적 충격, 시공미흡 등에 의한 국부적인 균열(0.3mm미만), 파손이 조사되었으며, 조사된 손상의 정도는 미미하나 내구성 확보 차원에서 표면처리, 단면보수를 실시하는 것이 바람직하다.

카. 교량 점검시설

1) 부재의 개요

- 남고양IC2교의 점검로는 교량 상면 갓길을 이용하여 출입가능하며, P4~P7, A1에 강재+알루미늄 재질의 점검로가 설치되어 있다.



【사진 16.3.25】 교량 점검시설 전경

2) 현장조사 결과

- 교각에 설치된 점검통로 조사 시 점검발판, 볼트 체결상태, 점검난간, 사다리 등을 중점적으로 조사하였으며, 전반적인 상태는 양호한 상태로 확인되었다.

【표 16.3.18】 교량 점검시설 현장조사 결과

구분	상태양호	
P4	—	—
P5	—	—
P6	—	—
P7	—	—
A1	—	—
합계	—	—

	
A1 점검로 상태양호	A1 점검로 상태양호
	
A1 점검로 상태양호	P5 점검로 상태양호

【사진 16.3.26】 교량 점검시설 손상현황

3) 기 점검 결과 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

4) 검토의견

- 점검시설은 현재 양호한 상태로 확인되었으며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.

다. 공중이 이용하는 부위

공중이 이용하는 부위는 추락방지시설, 도로포장, 도로부 신축이음부, 환기구 등의 덮개가 있다.

1) 도로포장

공중이 이용하는 부위 중 도로포장은 “현장조사 결과 - 교면포장”에 기입된 사항으로 대체하였다.

2) 도로부 신축이음부

공중이 이용하는 부위 중 도로부 신축이음부는 “현장조사 결과 - 신축이음장치”에 기입된 사항으로 대체하였다.

3) 추락방지시설, 환기구 등의 덮개

공중이 이용하는 부위 중 추락방지시설, 환기구 등의 덮개는 미설치된 상태이다.

16.3.3 현장조사 총괄표

【표 16.3.19】 손상내용 총괄표

구분			손상 내용	단위	물량	개소	비고
바닥판 하면	STB		상태양호	—	—	—	
	라멘		균열부백태	m ²	0.16	1	
			파손	m ²	0.01	1	
거더	STB	거더외부	상태양호	—	—	—	
		거더내부	상태양호	—	—	—	
	라멘		파손	m ²	0.01	1	
가로보 및 세로보	STB	가로보	상태양호	—	—	—	
		세로보	상태양호	—	—	—	
	라멘	가로보	상태양호	—	—	—	
교대			균열(0.3mm미만)	m	5.00	2	
			망상균열	m ²	4.00	1	
교각			균열(0.3mm미만)	m	2.00	1	
			망상균열	m ²	20.00	2	
교량받침			받침몰탈 균열(0.3mm미만)	m	7.30	21	
			받침콘크리트 균열(0.3mm미만)	m	2.00	2	
신축이음			여유량 부족	EA	1.00	1	
교면포장			상태양호	—	—	—	
배수시설			배수관 누수	EA	1.00	1	
방호벽			균열(0.3mm미만)	m	15.00	10	
			파손	m ²	0.15	1	
점검시설			상태양호	—	—	—	

16.3.4 전회차 손상물량 비교

- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

16.4 콘크리트 내구성 조사

콘크리트 내구성조사는 구조물에 열화손상이 이미 현저하게 진행되었을 경우 열화의 정도 및 그 원인 관계를 조사하고 보수·보강 여부를 판정하며, 아직 열화손상이 없거나 경미한 구조물은 내구성조사에 의해서 향후 열화 경향을 예측하고 예방보전을 검토하기 위한 자료를 수집하는 것을 목적으로 한다.

본 과업의 내구성조사는 『시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침(2021. 12, 국토교통부/국토안전관리원)』에 근거하여 시험방법, 시험빈도 및 평가방법 등을 실시하였다.

16.4.1 조사 현황 및 위치

가. 조사 현황

본 과업에서 콘크리트 내구성조사를 위해 콘크리트 강도시험(반발경도시험), 탄산화깊이 측정 등을 실시하였으며, 각 부재별 콘크리트 비파괴시험 현황은 다음과 같다.

【표 16.4.1】 콘크리트 비파괴시험 현황

항 목	기준수량		수 량(개소)				비 고
	상부구조	하부구조	기준		실시		
			상부	하부	상부	하부	
반발경도 시 험	50m 마다	연장 50m마다	10	10	10	10	
탄산화 깊이 측정	• 5경간 이내: 2~3개소 ¹⁾ • 5경간 이상: 3~6개소 ²⁾		2	4	2	4	

주1) 교량 상부구조에서 최소 1개소 이상 실시

주2) 교량 상부구조에서 최소 2개소 이상 실시

나. 콘크리트 내구성시험 위치 선정사유

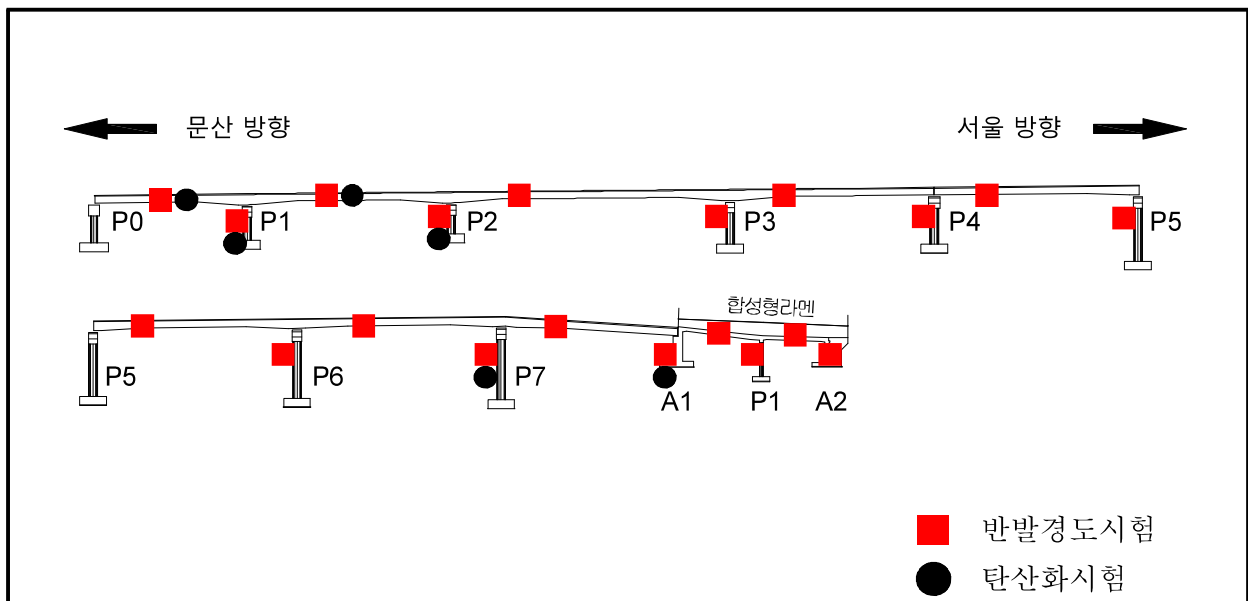
대상 구조물에 대한 재료시험은 도로로 접근이 가능한 위치를 우선적으로 실시하였으며, 도로로 접근이 가능하지 못한 부위는 점검차, 사다리 등을 이용하여 접근 후 시험을 실시하였다. 교량은 전반적으로 양호한 상태이기 때문에 건전부에서 각 1회씩 실시하였다. 기존에 실시한 부위는 주변 및 미실시한 부재를 중심으로 실시하여 차후 점검 및 진단 비교·평가를 목적으로 하였다.

다. 조사 사진



【사진 16.4.1】 콘크리트 내구성조사 현황

라. 콘크리트 내구성조사 위치도



【그림 16.4.1】 콘크리트 내구성조사 위치도

16.4.2 시험결과 및 분석

가. 콘크리트 강도시험

콘크리트 비파괴강도시험은 상·하부구조에서 반발강도시험(각 10개소)을 실시하였으며, 검토결과는 다음과 같다.

① 비파괴강도 시험결과

【표 16.4.2】 상부구조 콘크리트 비파괴강도 시험결과(바닥판, STB)

시험위치			반발경도법(MPa)				설계기준 강도(MPa)	비고
			반발경도(R_o)	일본재료학회	일본건축학회	재령보정계수		
상부구조	S1(STB)	바닥판	46.8	27.8	29.0	0.67	27.0	
	S2(STB)	바닥판	46.3	27.3	28.8			
	S3(STB)	바닥판	46.6	27.6	28.9			
	S4(STB)	바닥판	46.4	27.4	28.8			
	S5(STB)	바닥판	46.6	27.6	28.9			
	S6(STB)	바닥판	46.5	27.5	28.8			
	S7(STB)	바닥판	47.0	27.9	29.1			
	S8(STB)	바닥판	46.6	27.6	28.9			

【표 16.4.3】 상부구조 콘크리트 비파괴강도 시험결과(바닥판, 라멘)

시험위치			반발경도법(MPa)				설계기준 강도(MPa)	비고
			반발경도(R_o)	일본재료학회	일본건축학회	재령보정계수		
상부구조	S1(라멘)	바닥판	46.8	27.8	29.0	0.67	27.0	
	S2(라멘)	바닥판	46.1	27.2	28.7			

【표 16.4.4】 하부구조 콘크리트 비파괴강도 시험결과(교대 및 교각, 라멘)

시험위치			반발경도법(MPa)				설계기준 강도(MPa)	비고
			반발경도(R_o)	일본재료학회	일본건축학회	재령보정계수		
하부구조	A1(라멘)	교대	47.5	28.4	29.3	0.67	27.0	
	P1(라멘)	교각	47.9	28.7	29.5			
	A2(라멘)	교대	47.0	27.9	29.1			

【표 16.4.5】 하부구조 콘크리트 비파괴강도 시험결과(교각, STB)

시험위치			반발경도법 (MPa)			설계기준 강도 (MPa)	비고	
			반발경도 (R_o)	과학기술부	권영웅 외			재령보정 계수
하부 구조	P1 (STB)	교각	48.1	40.5	48.2	0.67	40.0	
	P2 (STB)	교각	48.1	40.6	48.3			
	P3 (STB)	교각	49.0	41.4	49.6			
	P4 (STB)	교각	48.6	41.1	49.0			
	P5 (STB)	교각	49.7	42.2	50.7			
	P6 (STB)	교각	49.6	42.0	50.5			
	P7 (STB)	교각	49.1	41.5	49.7			

- 반발경도법에 의한 압축강도 측정결과 STB구간 상부구조 바닥판하면 27.3~29.1MPa, 하부구조 교각 40.5~50.7MPa, 라멘구간 상부구조 바닥판하면 27.2~29.0MPa, 하부구조 교대 및 교각 27.9~29.5MPa 로 측정되었으며, 설계기준 압축강도(STB 구간 - 바닥판: 27.0MPa, 교각: 40.0MPa, 라멘 구간 - 바닥판: 27.0MPa, 교대 및 교각: 27.0MPa)를 상회하므로, 강도 저하가 없는 것으로 판단된다.

【표 16.4.6】 비파괴강도 시험결과 분석

구 분	시험방법	측정강도(A)	설계기준강도(B)	A/B×100(%)
상부구조	바닥판 하면(STB)	27.3~29.1	27.0	101.3~107.8
	바닥판 하면(라멘)	27.2~29.0	27.0	100.8~107.5
하부구조	교각(STB)	40.5~50.7	40.0	101.4~126.8
	교대 및 교각(라멘)	27.9~29.5	27.0	103.3~109.3

② 기 점검결과와의 비교

- 금회 정밀안전점검이 최초의 정밀안전점검이다.

나. 탄산화 깊이 측정

탄산화 깊이 측정은 드릴링을 통한 천공 후 지시약을 사용하여 적색으로 변색되는 시점을 탄산화깊이로 정하였으며, 버니어캘리퍼스를 이용하여 그 깊이를 측정하였다. 피복두께는 설계피복두께를 적용하였다.

① 탄산화 깊이 측정결과

【표 16.4.7】 탄산화 깊이 측정결과 및 평가

시험위치		탄산화 깊이 (mm)	피복두께 (mm)	탄산화 잔여깊이 (mm)	탄산화 속도계수 (A)	잔존 수명 (년)	평가 결과
상부구조	S1 바닥판	1.5	40.0	38.5	1.06	100년이상	a
	S2 바닥판	2.0	40.0	38.0	1.41	100년이상	a
하부구조	P1 기둥부	2.0	100.0	98.0	1.41	100년이상	a
	P2 기둥부	2.0	100.0	98.0	1.41	100년이상	a
	P7 기둥부	2.5	100.0	97.5	1.77	100년이상	a
	A1 구체	2.0	100.0	98.0	1.41	100년이상	a

- 측정결과, 상부구조 탄산화깊이는 1.5~2.0mm, 하부구조 탄산화깊이는 2.0~2.5mm로 측정되었으며, 잔여깊이가 30mm이상을 확보하고, 세부지침 지침기준 "a"로 평가 되어 탄산화에 따른 철근의 부식발생 영향은 없는 것으로 판단된다.

【표 16.4.8】 탄산화 시험결과 분석

구 분	탄산화 깊이(mm)	잔여깊이(mm)	비고
상부구조	1.5~2.0	38.0~38.5	
하부구조	2.0~2.5	97.5~98.0	

② 기 점검결과와의 비교

- 금회 정밀안전점검이 최초의 정밀안전점검이다.

다. 금회점검 내구성조사 결과요약

【표 16.4.9】 금회 점검 내구성조사 결과요약

시 험 명	시험부위		시험 결과		비 고
			측정결과	설계기준	
비파괴 강도 (MPa)	상부구조	바닥판 하면(STB)	27.3~29.1	27.0	■ 설계강도 이상(양호)
		바닥판 하면(라멘)	27.2~29.0	27.0	
	하부구조	교각(STB)	40.5~50.7	40.0	
		교대 및 교각(라멘)	27.9~29.5	27.0	
탄산화 잔여깊이 (mm)	상부구조		38.0~38.5	a등급	■ 탄산화 잔여깊이 30mm이상 ■ 탄산화에 의한 내구성저하 없음
	하부구조		97.5~98.0	a등급	
종합 평가	• 콘크리트 강도는 설계강도 이상으로 양호한 상태로 평가됨 • 탄산화에 의한 내구성 저하 가능성은 없는 상태임				

라. 기 점검결과와 비교

- 금회 정밀안전점검이 최초의 정밀안전점검이다.

16.5 상태평가

시설물의 상태평가는 재료시험 및 현장조사에 의해 시설물의 각 부재로부터 발견된 상태변화(결함, 손상, 열화)를 근거로 하여 『시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침 (안전점검·진단 편-2021. 12.)』의 상태평가 기준에 따라 실시한다. 정밀점검의 상태평가 기준은 시설물의 전체 부재에 대하여 외관조사망도를 작성하여 부재별로 상세히 상태평가를 실시하며, 책임기술자가 시설물 전체에 대한 상태평가 결과를 결정하게 된다.

16.5.1 시설물 전체 상태평가 결과

가. 상태평가 결과

현장조사 및 시험결과에 의한 상태평가를 수행한 결과, 문제점이 없는 최상의 상태인 ‘A등급’으로 산정되었다.

【표 16.5.1】 상태평가 결과표(STB)

부재의 분류			상부구조		2차 부재	기타부재				받침	하부구조		내구성요소	
상부	하부	구조형식	바닥판	거더	가로보	포장	배수	난간연석	신축이음	교량받침	하부	기초	탄산화	
													상부	하부
S1	P0	STB	a	a	a	a	c	a	a	a	—	—	a	—
S2	P1	STB	a	a	a	a	a	a	—	b	b	q	a	a
S3	P2	STB	a	a	a	a	a	b	—	a	a	q	—	a
S4	P3	STB	a	a	a	a	a	a	—	a	a	q	—	—
S5	P4	STB	a	a	a	a	a	a	—	a	a	q	—	—
S6	P5	STB	a	a	a	a	a	c	—	b	a	q	—	—
S7	P6	STB	a	a	a	a	a	a	—	b	b	q	—	—
S8	P7	STB	a	a	a	a	a	a	—	b	b	q	—	a
	A1								a	a	b	q	—	—
평균			0.100	0.100	0.100	0.100	0.138	0.150	0.100	0.144	0.150	—	0.100	0.100
가중치			18	20	5	7	3	2	9	9	20	—	4	3
(평균×가중치) /가중치합			0.018	0.020	0.005	0.007	0.004	0.003	0.009	0.013	0.030	—	0.004	0.003
													0.116	
													A	

■ 결함도 범위 : $0 \leq \text{결함도지수}(0.116) < 0.130$

【표 16.5.2】 상태평가 결과표(라멘)

부재의 분류			상부구조		2차 부재	기타부재				받침	하부구조		내구성요소
상부	하부	구조형식	바닥판	거더	가로보	포장	배수	난간연석	신축이음	교량받침	하부	기초	탄산화상,하부
S1	A1	라멘	b	a	a	a	a	a	—	—	a	q	a
S2	P1	라멘	b	b	a	a	a	a	—	—	a	q	—
	A2								—	—	a	q	—
평균			0.200	0.150	0.100	0.100	0.100	0.100	—	—	0.100	—	0.100
가중치			22	23	5	7	3	2	—	—	31	—	7
(평균×가중치) /가중치합			0.044	0.035	0.005	0.007	0.003	0.002	—	—	0.031	—	0.007
													0.134
													B

■ 결함도 범위 : $0.130 \leq \text{결함도지수}(0.134) < 0.260$

나. 시설물 전체 상태평가 결과

【표 16.5.3】 시설물 전체 상태평가 결과표

구 분	환산 결함도점수	상태평가 등급	연장 (m)	차선	길이 X 차선	연장비	환산결함도점수 X 연장비
남고양IC2교 (STB)	0.116	A	441.828	2	884	0.886	0.103
남고양IC2교 (라멘)	0.134	B	57.035	2	114	0.114	0.015
합계(Σ)			498.863	4	998	1.000	0.118
1. 평가지수 =							0.118
2. 상태평가결과 =							A

16.5.2 기 점검 결과와의 비교

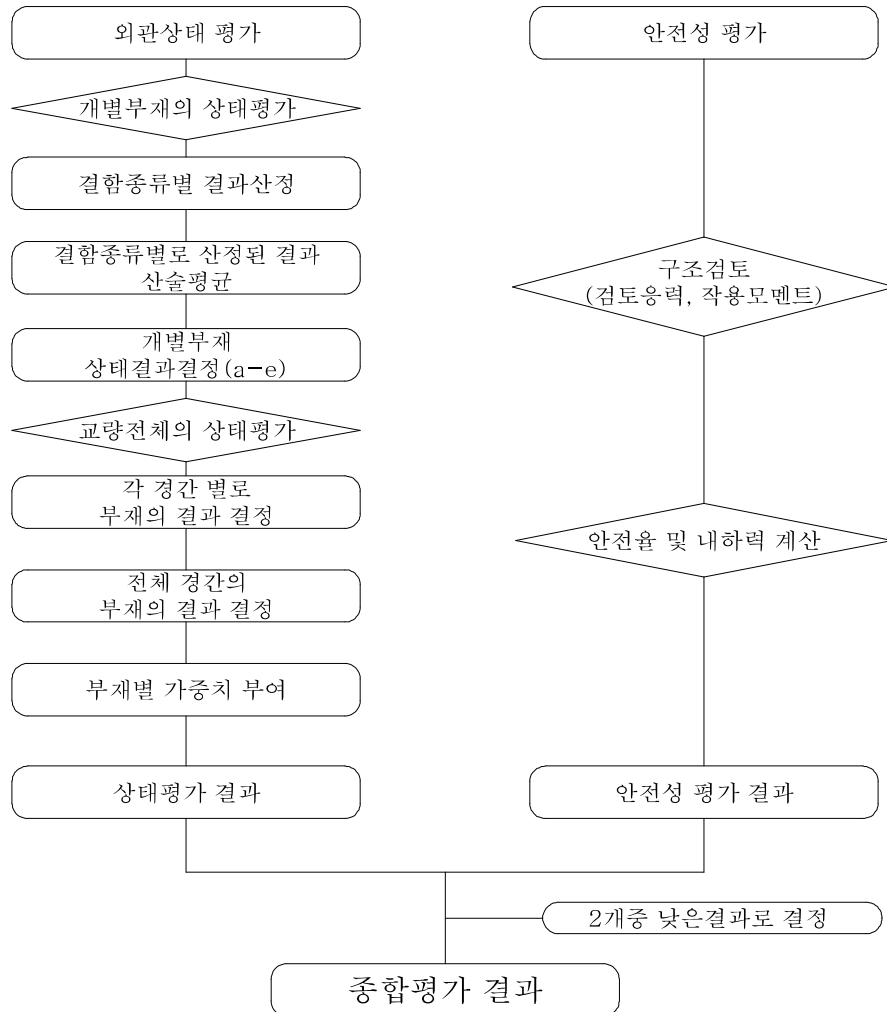
- 금회 정밀안전점검은 최초의 정밀안전점검이다.

16.6 종합평가 및 안전등급 지정

16.6.1 종합평가 결과 산정방법

현장조사에 따른 상태평가등급과 안전성 검토에 근거한 안전성평가등급 중 낮은 등급을 시설물의 종합평가등급으로 결정한다.

■ 종합평가 등급=MIN(상태평가 결과, 안전성 평가 결과)



【그림 16.6.1】 종합평가 결과 산정절차

16.6.2 종합평가 결과

본 과업에서는 안전성평가를 실시하지 않았으므로, 현장조사 및 시험에 의한 상태평가 결과를 검토하여 종합평가 결과는 “A” 로 평가되었다.

【표 16.6.1】 종합평가 결과

구조물명	상태평가 결과		안전성평가 결과		종합평가 결과
	환산결함도점수	기준	S·F	기준	
남고양IC2교	0.118	A	—	—	A
종합평가	•현장조사 및 내구성조사에 의한 상태평가 결과는 문제점이 없는 최상의 상태인 “A” 로 평가됨 •종합평가 결과, “A” 로 평가됨				

16.6.3 안전등급 지정

종합평가 결과에 따른 본 시설물의 안전등급은 『문제점이 없는 최상의 상태』인 “A등급” 으로 지정하였다.

【표 16.6.2】 안전등급 지정

안전등급	시설물의 상태
A (우수)	문제점이 없는 최상의 상태
B (양호)	보조부재에 경미한 결함이 발생하였으나, 기능발휘에는 지장이 없으며 내구성 증진을 위하여 일부의 보수가 필요한 상태
C (보통)	주요부재에 경미한 결함 또는 보조부재에 광범위한 결함이 발생하였으나, 전체적인 시설물의 안전에는 지장이 없으며, 주요부재에 내구성, 기능성 저하 방지를 위한 보수가 필요하거나 보조부재에 간단한 보강이 필요한 상태
D (미흡)	주요부재에 결함이 발생하여 긴급한 보수·보강이 필요하며 사용제한 여부를 결정하여야 하는 상태
E (불량)	주요부재에 발생한 심각한 결함으로 인하여 시설물 안전에 위험이 있어 즉각 사용을 금지하고 보강 또는 개축을 하여야 하는 상태

16.7 보수·보강 및 유지관리방안

16.7.1 보수·보강 방안

【표 16.7.1】 손상별 보수·보강 방안

구분			손상 내용	단위	물량	개소	보수방안	우선순위
바닥판 하면	STB		상태양호	—	—	—	—	—
	라멘		균열부백태	m ²	0.16	1	표면처리	하자
			파손	m ²	0.01	1	단면보수	하자
거더	STB	거더외부	상태양호	—	—	—	—	—
		거더내부	상태양호	—	—	—	—	—
	라멘		파손	m ²	0.01	1	단면보수	하자
가로보 및 세로보	STB	가로보	상태양호	—	—	—	—	—
		세로보	상태양호	—	—	—	—	—
	라멘	가로보	상태양호	—	—	—	—	—
교대			균열(0.3mm미만)	m	5.00	2	표면처리	하자
			망상균열	m ²	4.00	1	표면처리	하자
교각			균열(0.3mm미만)	m	2.00	1	표면처리	하자
			망상균열	m ²	20.00	2	표면처리	하자
교량받침			받침몰탈 균열(0.3mm미만)	m	7.30	21	표면처리	하자
			받침콘크리트 균열(0.3mm미만)	m	2.00	2	표면처리	하자
신축이음			여유량 부족	EA	1.00	1	정비(재설치)	하자
교면포장			상태양호	—	—	—	—	—
배수시설			배수관 누수	EA	1.00	1	정비	하자
방호벽			균열(0.3mm미만)	m	15.00	10	표면처리	하자
			파손	m ²	0.15	1	단면보수	하자
점검시설			상태양호	—	—	—	—	—

16.7.2 개략공사비

【표 16.7.2】 개략공사비

구 분		손상내용	보수방안	손상물량	보수물량	단위	단가 (천 원)	개략공사비 (천원)	우선 순위
바닥판 하면	라멘	균열부백태	표면처리	0.16	0.24	m ²	—	—	하자
		파손	단면보수	0.01	0.02	m ²	—	—	하자
거더	라멘	파손	단면보수	0.01	0.02	m ²	—	—	하자
교대		균열(0.3mm미만)	표면처리	5.00	1.25	m ²	—	—	하자
		망상균열	표면처리	4.00	6.00	m ²	—	—	하자
교각		균열(0.3mm미만)	표면처리	2.00	0.50	m ²	—	—	하자
		망상균열	표면처리	20.00	30.00	m ²	—	—	하자
교량받침		받침몰탈 균열 (0.3mm미만)	표면처리	7.30	1.83	m ²	—	—	하자
		받침콘크리트 균열 (0.3mm미만)	표면처리	2.00	0.50	m ²	—	—	하자
신축이음		여유량 부족	정비(재설치)	1.00	1.00	EA	—	—	하자
배수시설		배수관 누수	정비	1.00	1.00	EA	—	—	하자
방호벽		균열(0.3mm미만)	표면처리	15.00	3.75	m ²	—	—	하자
		파손	단면보수	0.15	0.23	m ²	—	—	하자
개략 공사비 (천원)		구 분	1순위		2순위		3순위		
		순공사비	—		—		—		
		재경비 (순공사비의 50%)	—		—		—		
		합계	—		—		—		
개략공사비 총계(천원)			—						

주1) 보수물량은 손상물량에 50%를 할증하였음.

주2) 0.3mm미만 균열보수는 손상물량(m)×0.25(m)를 하여 면적(m²)으로 산출하였음.

16.7.3 유지관리방안

본 시설물에 대한 정밀안전점검 결과에 따라, 향후 유지관리 시 교량의 안전성, 사용성 및 내구성 차원에서 중점적으로 관찰하고 유의하여야 할 중점유지관리 항목을 설정하여 다음 표와 같이 제시하였다.

【표 16.7.3】 중점유지관리 항목

부재구분	중 점 사 항
교면포장	교면포장 손상여부 점검(주행성 중심)
방호벽	- 방호벽 손상여부 점검 - 기존 손상 진전여부 확인
배수시설	배수구 막힘 여부 점검(발생여부 점검)
바닥판	- 바닥판하면 손상여부 점검(발생여부 점검) - 기존 손상 진전여부 확인
거더 및 가로보	- 거더 및 가로보 손상여부 점검(발생여부 점검) - 기존 손상 진전여부 확인
교량받침	- 교량받침 손상여부 점검(발생여부 점검) - 기존 손상 진전여부 확인 - 이동 여유량 지속적 관리
신축이음장치	- 신축이음 손상여부 점검(발생여부 점검) - 기존 손상 진전여부 확인 - 이동 여유량 지속적 관리
하부구조	- 하부구조 손상여부 점검(발생여부 점검) - 기존 손상 진전여부 확인

◎ 부재별 중점점검 손상

① 바닥판 하면 균열부백태, 파손 - 진전 여부확인		② 교각 균열 - 진전 여부 확인
③ 배수시설 S1 배수관 누수 - 정비 및 진전 여부확인		④ 신축이음 A1 수축여유량 부족 - 주기적인 계측 필요

16.8 종합결론

본 시설물은 경기도 고양시 덕양구 대덕로 426 (현천동)에 위치한 교량으로 총 연장 498.9m, 폭 11.0m의 Steel Box + 합성형 라멘 교량으로, 2020년도에 준공되어 약 2년간 공용중인 교량 구조물이며, 시공자료 분석을 포함, 현장조사 및 시험, 상태평가 등을 통한 종합결론을 요약하면 다음과 같다.

16.8.1 종합결론

가. 현장조사 및 시험

1) 바닥판 하면

- 바닥판하면의 현장조사 결과 STB 구간은 현재 손상이 없는 양호한 상태이며, 합성형 라멘 구간은 시공초기 건조수축, 온도변화, 수분침투, 물리적충격, 시공미흡 등에 의한 국부적인 균열부백태, 파손이 조사되어 내구성 확보 차원에서 표면처리, 단면보수 등을 실시하는 것이 필요하다.

2) 거더

- STB구간 거더외부 및 내부는 손상이 없는 양호한 상태이며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.
- 합성형 라멘구간 거더는 전반적으로 양호한 상태이나 시공시 물리적인 충격, 시공미흡 등에 의한 국부적인 파손이 조사되었으며, 내구성 확보 차원에서 단면보수를 실시하는 것이 필요하다.

3) 가로보 및 세로보

- STB 구간의 가로보, 세로보 및 합성형 라멘 구간의 가로보는 현재 손상이 없는 양호한 상태이며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.

4) 교대

- 교대의 현장조사 결과 시공초기 건조수축, 온도변화, 거푸집 조기탈형 등에 의한 균열(0.3mm 미만), 망상균열이 조사되었으며, 조사된 손상의 정도는 미미하나 내구성 확보 차원에서 표면처리를 실시하는 것이 바람직하다.

5) 교각

- 교각의 현장조사 결과 시공초기 건조수축, 온도변화, 거푸집 조기탈형 등에 의한 균열(0.3mm 미만), 망상균열이 조사되었으며, 조사된 손상의 정도는 미미하나 내구성 확보 차원에서 표면처리를 실시하는 것이 바람직하다.

6) 교량받침

- 교량받침의 현장조사 결과 건조수축, 온도변화, 거푸집 조기탈형 등의 복합적인 원인에 의한 비구조적 국부적인 받침물탈 및 받침콘크리트 균열이 조사되었으며, 조사된 손상의 정도는 미미하나 내구성 확보 차원에서 표면처리 등의 보수를 실시하는 것이 필요하다.
- 연단거리 측정 결과, 전 개소 모두 실측 연단거리가 계산 연단거리를 상회하고 있는 것으로 측정되어 설계기준을 만족하고 있는 것으로 검토되었다.
- 계산여유량과 실측여유량의 비교·검토결과 가동여유량이 충분한 것으로 조사되었으며, 교량 받침의 이탈 가능성은 없는 상태로 판단된다.

7) 신축이음장치

- 신축이음의 현장조사 결과 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었으며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.
- 신축이음 유간을 검토한 결과, 온도변화에 따른 신장시 모든 신축이음에서 여유량을 확보하고 있는 것으로 평가되었으나 수축시 A1 신축이음에서 여유량이 부족한 것으로 나타났으며, 이는 시공시 프리세팅 오류 등이 원인인 것으로 추정된다. 따라서 신축이음 여유량 확보를 위한 재설치 등과 같은 보수가 필요하며, 수축시(겨울철) 이동량에 대한 주기적인 계측을 실시하는 것이 필요하다.

8) 교면포장

- 교면포장의 현장조사 결과 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었으며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.

9) 배수시설

- 배수구는 전반적으로 양호한 상태이나 시공미흡 등에 의한 배수관 누수가 조사되었으며, 부재의 내구성 확보 차원에서 정비를 실시하는 것이 필요하다.

10) 방호벽

- 방호벽에 대한 현장조사 결과 시공초기 건조수축, 온도변화, 거푸집 조기탈형, 물리적 충격, 시공미흡 등에 의한 국부적인 균열(0.3mm미만), 파손이 조사되었으며, 조사된 손상의 정도는 미미하나 내구성 확보 차원에서 표면처리, 단면보수를 실시하는 것이 바람직하다.

11) 교량 점검시설

- 점검시설은 현재 양호한 상태로 확인되었으며, 주기적인 점검을 통한 손상의 발생여부 확인 등의 유지관리가 요구된다.

12) 공중이 이용하는 부위

- 공중이 이용하는 부위중 도로포장, 도로부 신축이음부, 추락방지시설은 본문의 교면포장, 신축이음장치, 교량 점검시설에 기입된 내용으로 대체하였으며, 환기구 등의 덮개는 미설치된 상태이다.

13) 내구성조사

- 반발경도법에 의한 압축강도 측정결과 STB구간 상부구조 바닥판하면 27.3~29.1MPa, 하부구조 교각 40.5~50.7MPa, 라멘구간 상부구조 바닥판하면 27.2~29.0MPa, 하부구조 교대 및 교각 27.9~29.5MPa 로 측정되었으며, 설계기준 압축강도(STB 구간 - 바닥판: 27.0MPa, 교각: 40.0MPa, 라멘 구간 - 바닥판: 27.0MPa, 교대 및 교각: 27.0MPa)를 상회하므로, 강도 저하가 없는 것으로 판단된다.
- 측정결과, 상부구조 탄산화깊이는 1.5~2.0mm, 하부구조 탄산화깊이는 2.0~2.5mm로 측정되었으며, 잔여깊이가 30mm이상을 확보하고, 세부지침 지침기준 "a"로 평가 되어 탄산화에 따른 철근의 부식발생 영향은 없는 것으로 판단된다.

나. 상태평가 결과

- 금회 정밀안전점검 결과, 남고양IC2교의 상태평가 결과는 환산결함도 점수가 0.118인 "A" 로 산정되었다.

다. 결론

- 금회 정밀안전점검 결과를 바탕으로 남고양IC2교에 발생한 손상의 진전을 방지하고 보수를 통한 구조물의 내구성 확보를 위한 적절한 조치가 필요하다.
- 이상과 같이 자료조사, 현장조사, 내구성 조사 등의 결과를 분석하여 평가된 구조물의 상태평가 결과를 종합적으로 평가한 안전등급은 「문제점이 없는 최상의 상태인」인 「A」 등급으로 평가되었다. 구조적인 손상 및 결함은 없는 것으로 판단되어 별도의 정밀안전진단은 필요 없을 것으로 판단되며, 본 보고서에 제시된 방안으로 보수를 시행하고 지속적인 유지관리를 실시한다면 구조물의 사용성을 확보하는데 문제가 없을 것으로 사료된다.

16.8.2 종합결론, 정밀안전진단 및 사용제한의 필요성 여부

- 대상 시설물에 대한 정밀안전점검 결과, 국부적으로 손상이 발생하였으나 시설물의 전반적인 안전성 및 기능성에는 특별한 문제가 없는 상태로서 주기적인 점검을 통한 관리를 시행한다면 대상시설물의 사용성은 확보될 수 있을 것으로 판단된다.
- 대상 시설물은 금회 점검결과, 정밀안전진단 및 사용제한이 필요치 않다.

16.8.3 기타 필요한 사항

- 시설물의 안전성 유지는 점검 당시에는 양호한 상태로 존재하여도, 이후의 유지관리 상태 및 예기치 않던 외적요인에 의해 잔존해 있던 위험요소가 일시적으로 노출되어 안전성에 영향을 미칠 수 있으므로 지속적인 점검 등의 유지관리를 통해 기능성과 안전성을 유지하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

